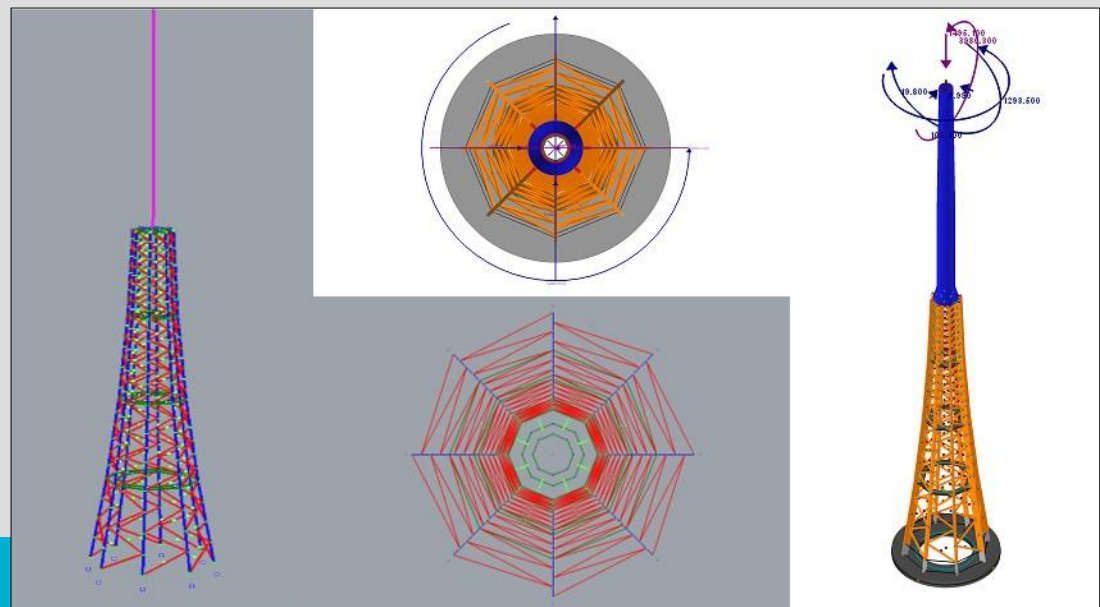


Baustatische Analyse einer Windkraftanlage in Holz- Hybridbauweise

M-4-12/2017



Johannes KARNER
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz



Johannes Karner, BSc

Baustatische Analyse einer Windkraftanlage in Holz- Hybridbauweise

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades
Diplom-Ingenieur
Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der
Technischen Universität Graz

Betreuer
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer
DI Dr.techn. Andreas Ringhofer
DI Raimund Sieder
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Graz, September 2017

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

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 Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

Ich möchte mich auf diesem Weg bei all jenen bedanken, welche mir bei der Erstellung der vorliegenden Diplomarbeit behilflich waren, und die mich im Verlauf meines Studiums unterstützten.

Ich danke an erster Stelle dem Institut für Holzbau und Holztechnologie sowie Herrn Prof. Schickhofer für die Bereitstellung des Themas und der Möglichkeit der Erstellung dieser Arbeit. Auch meinen beiden Betreuern und Ansprechpartnern während der Erstellung der Arbeit, Herrn Andreas Ringhofer und Herrn Raimund Sieder möchte ich für die gute Zusammenarbeit und die Unterstützung danken, sie sind maßgeblich am Gelingen der Arbeit beteiligt.

Vielen Dank für die Bereitstellung der Unterlagen für die Windbelastung gebührt der Firma Green Tower Entwicklungs GmbH, wodurch eine möglichst realistische Berechnung des Projektes ermöglicht wurde. Außerdem danke ich der Firma Lackner & Egger ZT für die Hilfestellungen in der Bemessung des vorliegenden Holzturmes.

Ein besonderer Dank gilt allen meinen Freunden, Studienkollegen und Wegbegleitern an der TU Graz sowie während meiner (kurzen, aber schönen) Zeit an der KTH in Stockholm. Speziell meinen Kollegen im Stahlbauzeichensaal, mit denen ich den Großteil meiner Studienzeit verbracht habe sei gedankt für viele gemeinsame Projekte, Feiern und unvergessliche Erlebnisse. Der Stahlbauzeichensaal war mir immer wie mein „zweites Zuhause“ in Graz.

Zum Schluss möchte ich meiner Familie und im speziellen meinen Eltern danken, welche mich nicht nur während meiner Studienzeit laufend unterstützen. Durch sie wurde mein Studium in Graz und Stockholm erst ermöglicht.

Kurzfassung

Unter den verschiedenen Formen erneuerbarer Energiegewinnung ist die Erzeugung von Strom aus Windkraft eine etablierte Technologie, die in Zeiten mit zunehmenden globalen Energiebedarf immer bedeutender wird. Aus bautechnischer Sicht wurden bei der Entwicklung von Tragwerken für Windkraftanlagen bisher Konstruktionen in Stahl-, Beton-, oder Hybridbauweisen fokussiert. Überlegungen zu Turmkonstruktionen aus Holz wurden für Windkraftanlagen bisher vernachlässigt bzw. wurde der Werkstoff mangels Erfahrungswerten in diesem Einsatzgebiet bislang ausgeschlossen.

Nach Analyse verschiedener Anlagentypen sowie der Vor- und Nachteile unterschiedlicher Turmbauweisen wird im Rahmen dieser Arbeit eine Hybridlösung aus Stahl und Holz als Tragwerk einer Windkraftanlage untersucht, wobei die Holzkonstruktion in Form eines Raumfachwerks im unteren Teil des Turmes eingesetzt wird. Für diesen Fachwerkurm werden mittels parametrischer Programmierung die Vorteile einer automatisierten, softwaregestützten Geometriegenerierung aufgezeigt, indem ein Algorithmus zur Generierung der Fachwerkgeometrie erstellt wurde. Im Rahmen von vordefinierten Parametern lässt sich die Struktur des Fachwerkurms beliebig abändern, ohne das gesamte Modell für eine FE-Berechnung manuell aufbauen zu müssen. Im Zuge der Arbeit wird die Abfolge der Modellerstellung von der Eingabe der Geometrieparameter über Programmschnittstellen bis zum fertigen Berechnungsmodell dargestellt und anhand einer Turmgeometrie für eine Windkraftanlage mit 140 m Nabenhöhe beispielhaft gezeigt.

Ferner werden die zur Lastaufstellung und Berechnung benötigten Normen und Richtlinien für Windkraftanlagen beschrieben und deren Anwendbarkeit auf Holzkonstruktionen überprüft. Anhand der Berechnung des zuvor generierten Beispielturmes wird der Ablauf der Bemessung für Türme von Windkraftanlagen aufgezeigt und die Machbarkeit von Holztragwerken für diesen Einsatzzweck ausgelotet.

Abstract

Amongst various forms of renewable energy production, the usage of wind energy for generating electricity is an established technology with increasing importance in times of a rising global energy demand. With regard to the bearing structure of these 'wind towers' focus was so far on steel, concrete or hybrid constructions. In contrast, the usage of timber structures for wind power stations has been widely neglected or even refused due to insufficient experiences with timber in this field of application.

After analyzing different types of wind power stations as well as the advantages and disadvantages of different tower layouts, a related design as steel/timber-hybrid solution is evaluated. Timber is used in the structure's lower part as components of a spatial framework. The advantages of an automated, software-supported geometry generation are demonstrated by the formulation of a parametric algorithm for this framework system. Applying pre-defined parameters, the structure can be modified without the need of a manual set-up of the entire model for finite element analysis. As one focus of this thesis, this modelling process, starting with the input of geometry parameters, the use of various program interfaces up to the final calculation model is shown by an example of a tower geometry with a hub height of 140 m.

In addition, standards and guidelines concerning wind power plants, required for load application and calculation, are described and checked in regard to the usage for timber structures. The calculation procedure of tower structures for wind power plants is described on the basis of the previously generated tower, evaluating the feasibility of timber structures for this field of application.

Inhaltsverzeichnis

KAPITEL 1: EINLEITUNG	1
1-1	AUSGANGSSITUATION
1-2	PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG
1-3	INHALT DER ARBEIT
KAPITEL 2: ALLGEMEINES.....	4
2-1	WINDKRAFTANLAGEN
2-1.1	Historische Entwicklung
2-1.2	Bauweisen / Typen von Windkraftanlagen
2-1.3	Bauteile einer Windenergieanlage.....
2-2	TÜRME VON WINDKRAFTANLAGEN
2-2.1	Übersicht der Bauweisen
2-2.2	Fachwerktürme
2-2.3	Vergleich
2-3	FACHWERKE AUS HOLZ.....
KAPITEL 3: ANFORDERUNGEN AN WINDKRAFTANLAGEN.....	19
3-1	ERMÜDUNG
3-1.1	Begriffsdefinition
3-1.2	Wechselbeanspruchungen bei Windkraftanlagen
3-1.3	Ermittlung der Einwirkungen
3-1.4	Materialermüdung im Holzbau.....
3-1.5	Ermüdung im Stahlbau
3-1.6	Anwendbarkeit für gegebenes Projekt.....
3-2	SCHWINGUNGEN
3-2.1	Eigenfrequenz.....
3-2.2	Dämpfungsverhalten.....
3-2.3	Steuermöglichkeiten des Schwingverhaltens
3-3	HOLZSCHUTZ.....
3-4	KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG
3-4.1	Anwendbare Regelwerke.....
3-4.2	Planung u. Überwachung.....
KAPITEL 4: RAHMENBEDINGUNGEN	40
4-1	VERWENDETE TURMGOMETRIE
4-2	ANGEWENDETE NORMEN U. RICHTLINIEN
KAPITEL 5: ERMITTLUNG DER EINWIRKUNGEN	44
5-1	ALLGEMEINES

5-1.1	Begriffsdefinitionen	45
5-1.2	Vergleich EN 61400 mit DIBt-Richtlinie	46
5-2	LASTFÄLLE	47
5-2.1	Eigenlasten	47
5-2.2	Massenexzentrizität	48
5-2.3	Erdbeben	48
5-2.4	Windlasten	48
5-2.5	Betriebswindbedingungen	49
5-2.6	Extreme Windbedingungen	50
5-2.7	Montagewindlasten	60
5-2.8	Windlasten bei Eisansatz	61
5-2.9	Setzungen, Erddruck, Sohlwasserdruck	61
5-2.10	Imperfektionen	61
5-2.11	Temperatur	61
5-2.12	Eislast	61
5-2.13	Weitere Einflüsse	62
5-2.14	Zusammenfassung der Windmodelle	63
5-3	LASTKOMBINATION	63
5-3.1	Bemessungssituationen	64
5-3.2	Einwirkungskombinationen	64
5-4	BERECHNUNGSMETHODEN	64
KAPITEL 6: MODELLIERUNG		67
6-1	ALLGEMEINES	67
6-2	TURMKOORDINATENSYSTEM	67
6-3	GEOMETRIEGENERIERUNG	68
6-3.1	Grasshopper / Rhinoceros	69
6-3.2	Objektnummerierung	77
6-3.3	MS - Excel	79
6-3.4	Import nach RFEM	80
6-3.5	Modellierung in RFEM	80
6-4	BERECHNUNGSMODELL	82
6-5	LASTEN IN RFEM	84
KAPITEL 7: BEMESSUNG DER KONSTRUKTION		90
7-1	GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT ULS	90
7-2	GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT SLS	92
7-3	BESTIMMUNG DER EIGENFREQUENZEN	93
KAPITEL 8: VERBINDUNGSTECHNIK		98

8-1	ALLGEMEINES	98
8-2	ECKSTIELSTOSS	98
8-2.1	Einwirkungen	99
8-2.2	Eingeklebte Gewindestangen	100
8-2.3	Bemessung	100
KAPITEL 9: STRUKTUROPTIMIERUNG		107
9-1	ALLGEMEINES	107
9-2	OPTIMIERUNGSMÖGLICHKEITEN IM VORLIEGENDEN PROJEKT	108
KAPITEL 10: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK		110
ANHANG A VERZEICHNISSE		I
A-1	LITERATURVERZEICHNIS	I
A-2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	IV
A-3	TABELLENVERZEICHNIS	VI
ANHANG B PARAMETRISCHE PROGRAMMIERUNG		VIII
B-1	PROGRAMMABLAUFPLÄNE TURM GRASSHOPPER	VIII
B-2	ÜBERSICHT GRASSHOPPER-CODES	XXVIII
ANHANG C BERECHNUNGEN		XXXVII
C-1	ÜBERSICHT DESIGN LOAD CASES	XXXVII
C-2	AUSDRUCKSPROTOKOLL CLTDESIGNER	XXXIX
C-3	BELASTUNGSTABELLEN AM TURMKOPF	XLII
C-4	AUSDRUCKSPROTOKOLL RFEM	XLIV

KAPITEL 1: EINLEITUNG

1-1 AUSGANGSSITUATION

Mit der Zunahme des weltweiten Energiebedarfs, der Verknappung von fossilen Energieträgern und dem steigenden Umweltbewusstsein steigt die Bedeutung von alternativer und erneuerbarer Energiegewinnung, zu welcher auch die Windenergie zählt (vgl. [1]). Die Stromgewinnung aus Windkraftanlagen ist stetig am Wachsen und wird seit Jahrzehnten mit dem Ziel, soviel kinetische Energie wie möglich aus der Windströmung zu entziehen und in elektrische Energie umzuwandeln, erforscht. Es gibt mittlerweile verschiedenste Typen und Ausführungen von Windkraftanlagen, allerdings ist es mangels Alternativen immer noch weltweiter Standard, Windenergieanlagen zur Gänze in Stahl-, Stahlbeton- bzw. Mischformen aus beiden Bauweisen in sogenannter Hybridbauweise auszuführen.

Der Holzbau, welcher in den letzten Jahrzehnten im Hochbau stark an Bedeutung gewann, wurde in der Konstruktion von Windkraftanlagen bisher vernachlässigt. Obwohl es einige Beispiele für Turmbauten aus Holz in verschiedensten Anwendungen und Ausführungen gibt, wurde dieses Material bislang mit einer Ausnahme nicht zur Konstruktion von Windenergieanlagen herangezogen. Gründe dafür sind die mangelnde Erfahrung im Einsatz von Holzwerkstoffen an vorwiegend dynamisch beanspruchten Bauwerken. Zudem ist Holz speziell im Anlagen- und Maschinenbau kein typisches bzw. etabliertes Konstruktionsmaterial (vgl. [2]).

Die Firma TimberTower in Deutschland arbeitet seit 2008 an Windkraftanlagen mit einer Brettsperrholzkonstruktion als Tragwerk und nahm 2012 die erste Prototypen-Anlage in Hannover in Betrieb. Damit wurde bewiesen, dass Holz, von dem bekannt ist, dass es gute Materialeigenschaften gegenüber dynamischen Belastungen besitzt, auch Potential für den Einsatz in Windkraftanlagen hat (vgl. [3]). Durch das bessere Ermüdungsverhalten von Holz im Vergleich zu jenem von Stahl kann von einer deutlich längeren Lebensdauer der Windkraftanlage ausgegangen werden. Diese liegt bei Stahl bei 20 Jahren; in [4] wird beim Einsatz von Holztragwerken von einer Betriebsdauer bis zu 40 Jahren ausgegangen.

Mit steigenden Stahlpreisen und höheren Ansprüchen wie unter anderem Vorfertigungsgrad, ressourcenschonender Bauweise oder Flexibilität der Anlage hinsichtlich Standort und Turmhöhe bietet sich an, die Möglichkeiten der Holzbauweise für Gittertürme auszuloten. Diese bisher dem Stahlbau überlassene Bauweise eröffnet viele Vorteile, wie beispielsweise dem geringeren Materialverbrauch im Vergleich zu vollwandigen Türmen bei gleichen Turmhöhen (siehe Abschnitt 2-3).

1-2 PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG

In der Konstruktion und Berechnung von Windkraftanlagen ist die Materialermüdung bedingt durch sehr hohe Lastwechselzahlen (rund 10^9 Lastspiele bei Standorten im Binnenland) über die gesamte Lebensdauer ein bemessungsrelevanter Faktor (vgl. [5]). Die Materialfestigkeiten des kurzzeitigen Belastungsniveaus verringert sich während der Berechnungslebensdauer der Anlage von 20 Jahren auf das Niveau der Dauerfestigkeit. Es ist daher notwendig, sowohl bei den Stabquerschnitten, als auch bei den Verbindungen des Holzfachwerks eine robuste Konstruktion zu entwerfen.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die Möglichkeiten der Konstruktion eines Turmes in Stahl-Holz-Hybridbauweise auf Grundlage der derzeit bestehenden Normen und Richtlinien auszuloten. Der Turm sollte dabei im unteren Bereich von der Gründung bis zu einer definierten Höhe als räumliches Holzfachwerk ausgebildet werden, auf welchem im oberen Bereich bis zum Turmkopf ein konventioneller

Rohrturn in Stahlbauweise anschließt. (siehe Abschnitt 4-1). Die Stahlkonstruktion wird als gegeben angesehen, da dafür auf ausgereifte Standardlösungen zurückgegriffen werden kann. Bei der Untersuchung der Fachwerkkonstruktion wird auf verschiedene Arten von Raumfachwerken eingegangen, wobei anhand einer ausgesuchten Variante der Bemessungsablauf mittels Finite Elemente Berechnung beispielhaft gezeigt wird.

Ein spezielles Augenmerk wird auf die softwareunterstützte Modellierung des Turmes gelegt, welche durch die Regelmäßigkeit der Konstruktion über parametrische Programmierung bzw. durch den Einsatz von verschiedenen Programmschnittstellen umgesetzt wurde (siehe Kapitel 6).

1-3 INHALT DER ARBEIT

In Kapitel 1 werden die Ziele der Arbeit beschrieben, eine kurze Einleitung zu den Problemstellungen bei der Berechnung von Windkraftanlagen gegeben bzw. der Inhalt der vorliegenden Arbeit abgesteckt.

Kapitel 2 beschreibt die historische Entwicklung der Windkraftnutzung bis zur Stromgewinnung aus Windenergie, sowie allgemeine Punkte zu Windkraftanlagen. Es werden verschiedene Bauweisen und Typen von Windkraftanlagen gezeigt, wobei anhand einer Standard-Anlage die wichtigsten Bauteile beschrieben werden. Nachfolgend wird ein Überblick über mehrere Turmbauweisen für Windkraftanlagen gebracht, wobei die einzelnen Turmartentypen miteinander verglichen und Vor- und Nachteile diskutiert werden.

Aufbauend auf Kapitel 2 werden in Kapitel 3 Anforderungen an Windkraftanlagen mit speziellem Augenmerk auf das Holzfachwerk der in Abschnitt 1-2 beschriebenen Holz-Stahl-Hybridbauweise beschrieben. Es wird die Ermüdungsproblematik von Windkraftanlagen und das Ermüdungsverhalten von Holz angesprochen, sowie auf Schwingungen, Eigenfrequenzen und Dämpfung von Turm- bzw. Holztragwerken eingegangen. Mögliche konstruktive Schutzmaßnahmen des Holztragwerks werden aufgezeigt. Abschließend werden anwendbare Regelwerke für die Berechnung von Windkraftanlagen aufgezählt und erforderliche Überwachungs- und Kontrollmaßnahmen in Planung und Ausführung von Windkraftanlagen beschrieben.

In Kapitel 4 werden die Geometrie der berechneten Anlage und die verwendeten Normen und Richtlinien für die Berechnung grob beschrieben.

In Form einer Literaturstudie werden in Kapitel 5 die Einwirkungen auf Windkraftanlagen beschrieben. Es werden Normen verglichen, welche bei der Berechnung von Windkraftanlagen zu berücksichtigen sind. Verschiedene Windlast-Modelle werden gezeigt und Lastfälle aus weiteren Einwirkungen auf das Tragwerk analysiert. Am Ende des Kapitels wird auf die Kombination der genannten Lastfälle und auf Methoden zur dynamischen Berechnung von Windkraftanlagen eingegangen.

Kapitel 6 beschreibt den Ablauf der Modellierung des Turmtragwerkes durch parametrisierte Programmierung bis hin zum fertigen Turmmodell. Dabei wird übersichtsmäßig der Algorithmus zur Generierung der Geometrie gezeigt und auf die Bearbeitung des Modells in RFEM eingegangen. Alle getroffenen Annahmen und Eingaben zur Erstellung des FE-Modells werden aufgezählt. Abschließend wird die Zusammensetzung der in RFEM angesetzten Lasten zu Ergebniskombinationen beschrieben.

Kapitel 7 beinhaltet eine Beschreibung der Bemessung des Tragwerks in den vier Bemessungssituationen ULS, SLS, Ermüdung und Schwingungsbegrenzung. Ebenfalls in diesem Kapitel aufgeführt sind weitere, für die Berechnung getroffene Annahmen.

In Kapitel 8 werden die notwendigen Verbindungen für das Holzfachwerk aufgelistet, ein mögliches Verbindungsdetail der Eckstiele vorgeschlagen und dessen Bemessungsablauf beschrieben.

Optimierungsmöglichkeiten an Turmstrukturen von Windkraftanlagen werden in Kapitel 9 aufgezeigt. Es werden konkrete Vorschläge dazu für das vorliegende Projekt aufgelistet.

Kapitel 10 liefert eine Zusammenfassung der Arbeit. Es wird ein Ausblick auf weitere nötige Arbeitsschritte im Projektverlauf geboten, sowie Überlegungen zu weiteren Einsatzmöglichkeiten der für

die Geometriegenerierung verwendeten Programmschnittstellen angestellt. Auch zur konstruktiven Umsetzung des Projektes finden sich Anmerkungen in diesem Kapitel.

Anhang A beinhaltet Literatur-, Abbildungs- und Tabellenverzeichnis.

In Anhang B wird die Funktionsweise der parametrisierten Modellgenerierung anhand von Programmablaufplänen und Übersichten dargestellt.

Die Lastannahmen und Ergebnisse aus FE-Berechnungen, sowie zusätzliche Unterlagen zur Bemessung in Kapitel 7 sind in Anhang C der Arbeit beigelegt.

KAPITEL 2: ALLGEMEINES

2-1 WINDKRAFTANLAGEN

2-1.1 HISTORISCHE ENTWICKLUNG

Die Technik zur Nutzung der Energie des Windes ist – historisch betrachtet – schon einige Tausend Jahre bekannt und wird vermutlich genauso lange bereits genutzt (vgl. [5]). Anfänglich wurde die Kraft des Windes bei Segelschiffen verwendet, welche den Strömungswiderstand zur Fortbewegung nutzten, später wurde die Windenergie auch für den Betrieb von Windmühlen genutzt. Die älteste heute bekannte Windmühle wurde 644 n.Chr. im persisch-afghanischen Grenzgebiet betrieben. In Europa ist der Einsatz von Windmühlen ab ca. 1100 n.Chr. belegt.

Es wurden im Laufe der Zeit hauptsächlich Getreidemühlen betrieben, allerdings wurden auch speziell in Holland Windmühlen zur Be- und Entwässerung von ganzen Landstreifen eingesetzt. Als Schutz gegen Überflutung wurden in Dänemark traditionell Windmühlen zum Abpumpen von Wasser betrieben, sodass sich Dänemark zum „Mutterland“ der Windkraftnutzung an Land entwickelte. Bis in das 19. Jahrhundert wurden Windmühlen vollständig aus Holz errichtet, erst später wurden andere Materialien dafür eingesetzt (siehe Abbildung 2-1 – Windmühle aus Stein). Stark beanspruchte Bauteile wurden auch später noch traditionell in Holz ausgebildet, da man sich dadurch längere Lebensdauern im Betrieb versprach (vgl. [4]).



Abbildung 2-1: Windkraft einst und heute [6]

Erste Versuche der Elektrizitätserzeugung durch Windkraftanlagen gab es in Dänemark um 1900, wo der Physiker Albert Betz die wissenschaftlichen Grundlagen zur Nutzung der Windkraft beschrieb. Von ihm wurden beispielsweise Ansätze zur Formgestaltung der Rotorblätter aufgestellt, welche auch heute noch ihre Gültigkeit besitzen (vgl. [2]). Die USA, Deutschland und die damalige Sowjetunion folgten um 1930 mit der Erforschung von Technologien zur Windkraftnutzung (vgl. [4]).

Im Jahr 1941 wurde in Vermont das erste Windrad mit einer Kapazität von mehr als 1 MW (1.250 kW) und einem Rotor mit zwei Flügeln errichtet, welches allerdings nach vier Jahren Betrieb mangels Wartung wieder außer Betrieb gestellt werden musste (vgl. [4]). Aufgrund billiger fossiler Brennstoffe und fehlendem Interesse an erneuerbaren Energieträgern wurde die Forschung zurückgefahren, sodass erst im Zuge der großen Energiekrise der 1970er-Jahre eine ernsthafte Weiterentwicklung stattfand.

In Dänemark wurde Mitte der 1970er-Jahre mit der Massenproduktion von Windrädern gestartet, welche den Grundstein für die Weltmarktführung Dänemarks im Bereich von Windkraftanlagen Ende des 20. Jahrhunderts legte [2]. Mit dem Ziel, der Unabhängigkeit von Erdöl näher zu kommen, wurden weltweit Forschungsorganisationen für die diesbezügliche Fachrichtung gegründet. Während in Amerika zum Großteil die NASA an Forschungsarbeiten beteiligt war, wurde in Europa die Entwicklung der Windenergienutzung maßgebend von Dänemark, Deutschland und Schweden vorangetrieben.

Anfang der 1980er-Jahre wurde in Deutschland das Projekt GroWiAn („Große Windkraft Anlage“) gestartet, welche der Erforschung von 3 MW-Anlagen mit Türmen bis zu 100 m Höhe zum Ziel hatte. Dies war auch der internationale Start für die Entwicklung von Großanlagen, welche in den 1980er-Jahren von namhaften Firmen wie Boeing, General Electric, MAN u. a. vorangetrieben wurden. Auf experimentelle Art wurden, teils ohne wirtschaftlichen Hintergrund, Versuchsanlagen mit Nennleistungen von 2 - 4 MW errichtet (vgl. [4]). Mangels Geld und wegen technischer Probleme wurde das Projekt GroWiAn bereits 1987 wieder stillgelegt.

Nichtsdestotrotz wurde die Erforschung der Windenergie fortgesetzt, unter anderem erhielt diese einen massiven Aufschwung durch die Katastrophe von Tschernobyl im Jahr 1986 und dem damit gestiegenen Interesse für alternative Energiequellen.

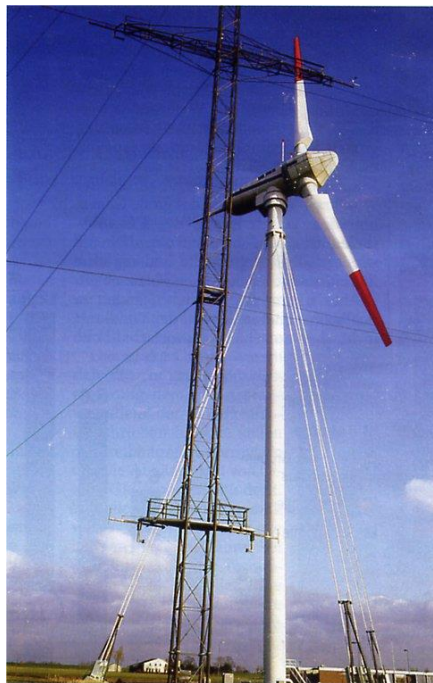


Abbildung 2-2: GroWiAn-Anlage [7]

Zur gleichen Zeit (nach der Energiekrise) wurden ausgehend von Dänemark die Entwicklung von Kleinwindanlagen begonnen. Auch aufgrund historisch gewachsener Verwendung von Windenergie etablierten sich solche Kleinanlagen dort schnell im privaten Betrieb.

In den USA wurden ähnliche Anlagen mit bis zu 100 kW Einzelleistung ab 1979 entwickelt und zu Windfarmen zusammengeschlossen. Die dafür notwendige Technologie wurde zum Großteil aus Dänemark importiert.

Ab 1981 wurde der Ausbau von Windfarmen in topografisch günstigen Lagen der USA forciert, sodass Ende der 1980er-Jahre rund 15.000 Anlagen alleine in Kalifornien eine Gesamtleistung von rund 1.400 MW erbrachten (vgl. [4]). Der Hype um Windfarmen flachte in den darauffolgenden Jahren durch billige fossile Brennstoffe und mangels Instandhaltungen der Windräder wieder ab, sodass es aktuell keinen weiteren Ausbau solcher Anlagen in den USA gibt (vgl. [4])



Abbildung 2-3: *Windpark in Kalifornien [8] mit verschiedenen Anlagentypen*

Deutlich anders entwickelte sich die Situation der Windenergienutzung ab 1990 in Deutschland. Es wurden mit Inkrafttreten des deutschen Stromeinspeisungsgesetzes wirtschaftliche Voraussetzungen für den Betrieb von Windkraftanlagen geschaffen. Dadurch wurde die Vergütung der Netzbetreiber von eingespeistem Strom an die Betreiber von Windkraftanlagen geregelt, sodass ein rentabler Markt entstehen konnte. Die Windenergie ist heute in Deutschland noch vor der Wasserkraft die am häufigsten verwendete alternative Energiequelle (vgl. [9]).

Im Jahr 2004 wurde eine Testanlage für den „Offshore“-Betrieb von Windrädern eröffnet, womit das Zeitalter der Windgewinnung auf offener See eingeläutet wurde. „Offshore“-Kraftwerke sind wesentlich lukrativer als Binnenland-Kraftwerke, da die benötigten Turmhöhen wegen der fehlenden Geländerauhigkeit um einiges kleiner sind als für ähnlich leistungsstarke Anlagen im Binnenland (siehe Abschnitt 5-1.1).

Heute sind in ganz Europa auch im Binnenland Windkraftwerke mit Nennleistungen über 1 MW zu finden. Sie kommen für einen erheblichen Teil der Energieproduktion auf (mit 161.330 MW Gesamtleistung mehr als 10 % des europäischen Strombedarfes derzeit; der Ausblick für 2020 liegt bei 20 % (vgl. [10])). Moderne Windkraftanlagen verfügen meist über eine Leistung von 1 – 4 MW bzw. Turmhöhen von 70 - 160 Metern (vgl. [2]). Die größten derzeit im Einsatz befindlichen Anlagen liefern eine Leistung von 5 MW im Binnenland bzw. 8 MW im „Offshore“-Betrieb (vgl. [11]).

Österreichweit sind derzeit 1.191 Windkraftanlagen mit einer Gesamtleistung von 2.632 MW in Betrieb, wobei aufgrund der Topografie alle Anlagen in den östlichen Landesteilen zu finden sind (vgl. [12]; stand: Ende 2016).

Die weltweite Windstromerzeugung ist stark im Steigen, wobei den Großteil der generierten Energie in China und der USA erzeugt wird. (vgl. [13] und [14] bzw. siehe Abbildung 2-4 und Abbildung 2-5). Dies führt einerseits zu einer hohen Konkurrenz unter den Anlagenherstellern, andererseits einem hohen Potential für neue Entwicklungen. In [2] wird davon ausgegangen, dass beispielsweise Holztürme für

Windkraftanlagen in Zukunft einen Marktanteil von rund fünf Prozent an neu gebauten Anlagen ausmachen könnten.

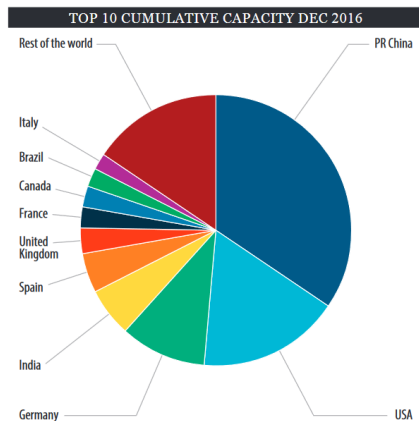


Abbildung 2-4: *Windstromproduktion nach Länder [15]*

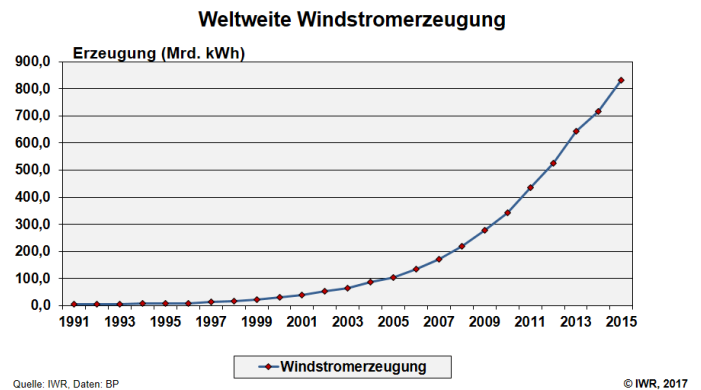


Abbildung 2-5: *Weltweite Windstromerzeugung [13]*

Die Forschung und Entwicklung von Windenergieanlagen ist auch nach vielen Jahren nicht abgeschlossen. Wie auch in dem vorliegenden Projekt aufgezeigt wird, gibt es noch viele nicht untersuchte Möglichkeiten der Konstruktion solcher Anlagen. Dieses Projekt beschäftigt sich ausschließlich mit Standorten im Binnenland, allerdings ist auch die Weiterentwicklung von „Offshore“-Technologien noch unvollständig und Ziel von Forschungsarbeiten (vgl. [16]).

2-1.2 BAUWEISEN / TYPEN VON WINDKRAFTANLAGEN

In der langjährigen Entwicklung der Stromerzeugung durch die Windenergie entstanden verschiedenste Bauformen von Windkraftanlagen. Man kann diese unter Berücksichtigung vieler Aspekte einteilen, allerdings ist die Unterscheidung nach der Ausbildung der Rotorachse wohl die Offensichtlichste:

Die älteste Bauform von Windkraftanlagen ist jene mit **vertikalen Drehachsen**. Sie funktionieren unabhängig von der Windanströmungsrichtung und sind in Herstellung und Betrieb relativ einfach, da fast alle mechanischen und elektrischen Komponenten am Boden aufgestellt werden können.



Abbildung 2-6: *Windkraftanlage mit vertikaler Turbinenachse („Darrieus-Rotor“) [17]*

Trotz dieser Vorteile ist diese Bauart relativ selten zu finden, nicht zuletzt aufgrund einiger Nachteile (Unfähigkeit, ohne Starthilfe zu starten; keine Steuerungsmöglichkeiten, da nicht aus dem Wind drehbar; geringere Leistung gegenüber anderen Rotorarten). Bis sich Windkraftanlagen mit vertikalen Drehachsen als Alternative zur nachfolgend beschriebenen Propellerbauart entwickeln können, bedarf es lt. [4] bei Anlagen mit vertikalen Drehachsen noch mehr Entwicklungszeit.

Bei den allgemein bekannten Anlagen handelt es sich um **Windräder mit horizontalen Rotorachsen** (sogenannte „Propellerbauart“). Dieser Anlagentyp ist die geläufigste Bauweise, da sich der Rotor durch Drehung der Rotorblätter in die aerodynamisch optimale Position gut an die jeweiligen Windbedingungen anpassen lässt. Die Leistung solcher Anlagen kann in der Planung durch Optimierung der Rotorgeometrie vorabgestimmt werden. Während des Betriebes erfolgt die Abstimmung durch Drehen der Anlage um die eigene Turmachse. Dadurch kann der Rotor in- bzw. aus dem Wind gedreht werden, wodurch er verlangsamt bzw. beschleunigt wird. Es sind Rotoren mit 1, 2, oder 3 Blättern möglich, wobei der dreiblättrige Rotor aufgrund der geringsten Biegebelastung der gebräuchlichste ist (siehe Abbildung 3-6).



Abbildung 2-7: Anlage mit horizontaler Drehachse [18]

Auf Sonderbauformen von Windkraftanlagen, welche als Ergebnisse von diversen Forschungsarbeiten zahlreich vorhanden sind, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen. Es sei hier auf [4] verwiesen.

Eine andere Art der Unterscheidung ergibt sich in der Ausbildung der Rotorblätter. Man spricht vom „**Auftriebsläufern**“, und „**Widerstandsläufern**“. Ersterer nutzt durch gewölbte und anstellbare Rotorblätter den aerodynamischen Auftrieb zur Energiegewinnung (siehe Abbildung 2-8) und Zweitgenannter wird lediglich durch den Widerstand gegen den anströmenden Wind angetrieben (vgl. [4]).

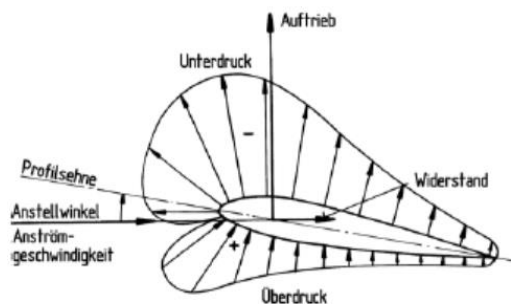


Abbildung 2-8: Funktionsweise eines Auftriebsläufers [4]

2-1.3 BAUTEILE EINER WINDENERGIEANLAGE

Windkraftanlagen sind in ihrer gesamten Bauart ein technisches Zusammenspiel aus den Disziplinen Bauingenieurwesen, Elektrotechnik und Maschinenbau. Dem Bauingenieur kommt dabei die Aufgabe der Berechnung der Standfestigkeit, Gebrauchstauglichkeit und des Fundamentes des Turmes zu. Die anderen beiden Disziplinen beschäftigen sich mit den mechanischen Komponenten am Turmkopf und der komplexen Elektronik, welche zum sicheren Betrieb solcher Anlagen notwendig ist. In nachfolgenden Übersichten sind die wichtigsten Bauteile anhand einer Windkraftanlage mit horizontaler Drehachse schematisch dargestellt:

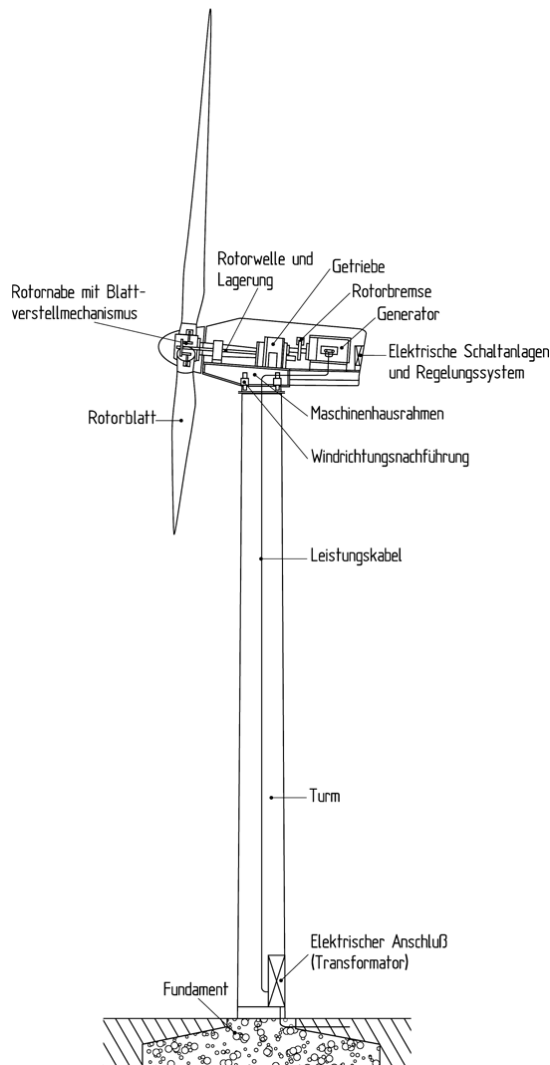


Abbildung 2-9:

Bauteile einer Windkraftanlage [4]

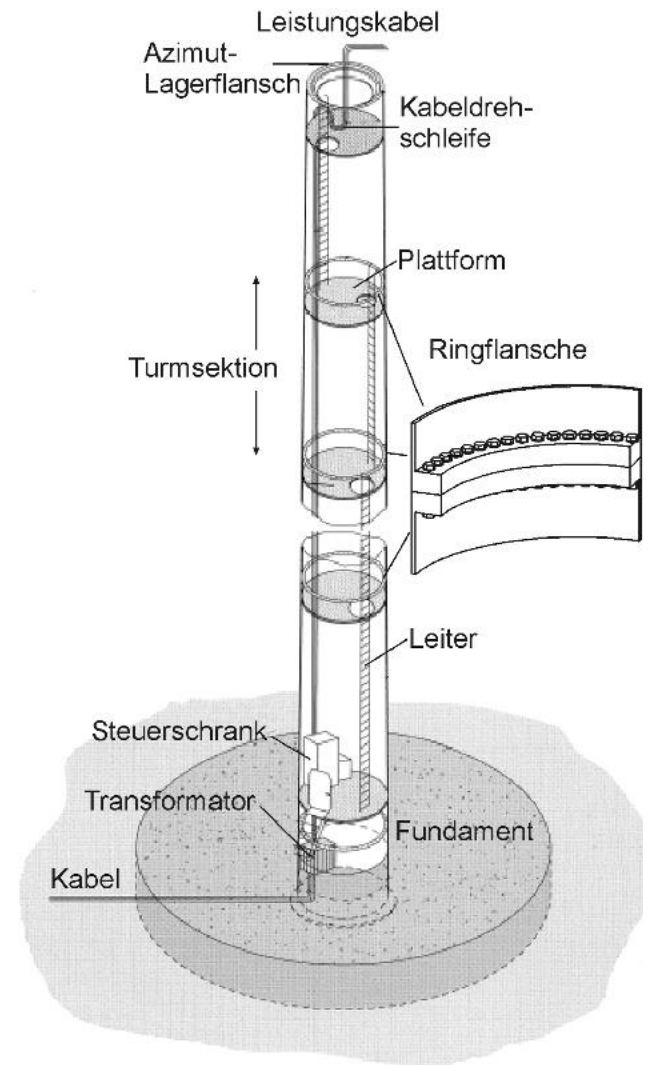


Abbildung 2-10:

Bauteile einer Windkraftanlage[19]

Das System Windkraftanlage besteht grundlegend aus einem Turm mit Fundament und einem Maschinenhaus inkl. Rotor, welches den Turmkopf bilden und an der Oberkante des Turmes angeordnet ist. Der Turmkopf ist über den Turm durch eine Aufstiegshilfe bzw. Leitern zugänglich. Bei heutigen Standard-Windkraftanlagen sind Rotoren mit drei Rotorblättern aus glasfaserverstärktem Kunststoff verbaut, welche in der Nabe miteinander verbunden sind. In der Rotornabe sitzt die Blattverstellung, über welche der Anstellwinkel der Rotorblätter bei verschiedenen Windgeschwindigkeiten geregelt wird. Hinter dem Rotor sitzt das über die Rotorwelle verbundene Getriebe, welches den Generator antreibt. Eine Rotorbremse kann den Rotor für die Wartung stoppen. Die Windrichtungsnachführung zwischen Turm und

Maschinenhaus stellt sicher, dass der Rotor bei veränderlichen Windrichtungen immer von vorne (normal zur Rotorebene) angeströmt wird und sich der Rotor immer an der Luvseite der Anlage befindet.

Neben den mechanischen Bauteilen verfügt eine Windkraftanlage auch über eine komplexe elektronische Ausrüstung. Auf die elektrotechnischen Bauteile wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen.

Gemessen am Bauteilgewicht und -größe nimmt der Turm den größten Teil der Windkraftanlage ein. Die Höhe variiert zwischen dem 0,75 - 1,8 - fachen des Rotordurchmessers, womit der Turm inkl. Transport und Montage für rund 30 - 40 % der Gesamtkosten der Anlage verantwortlich ist (vgl. [2]). Weitere 20 % der Gesamtkosten können für die Rotorblätter angenommen werden, die Gründung nimmt mit rund 2,5 bis 5 % einen relativ geringen Teil der Kosten in Anspruch (vgl. [5]).

Aus Sicht der Tragwerksplanung sind die am Turmkopf gelegenen Bauteile zur Lastübertragung der aus dem Rotor kommenden Windkräfte zuständig. Die Kräfte aus dem Betrieb des Rotors inkl. der Windkräfte machen den größten Teil der angreifenden horizontalen Lasten aus; die vertikalen Lasten resultieren aus den Eigenlasten des Turmkopfes und des Rotors. Die zur Berechnung relevanten Lasten, welche aus den maschinenbaulichen Anlagenteilen aufgenommen werden, müssen seitens des Maschinenherstellers angegeben werden (siehe Abschnitt 5-4).

2-2 TÜRME VON WINDKRAFTANLAGEN

Laut einer Definition im Stahlbaukalender 2017 sind Türme und Maste „funktionale, schlanke Tragwerke, deren Zweck in der Regel darin besteht, unterschiedliche Komponenten (...) auf bestimmte Höhenlagen anzuheben, um deren Effizienz bzw. Wirksamkeit zu erhöhen.“ [20] Dies trifft auf Türme von Windkraftanlagen speziell zu, da die Turmhöhe durch die Höhenabhängigkeit des Windes eine entscheidende Rolle in der Leistungsfähigkeit der Anlage einnimmt. (siehe auch Abschnitt 9-1).

2-2.1 ÜBERSICHT DER BAUWEISEN

Je nach Anlagentyp gibt es eine große Auswahl an Konstruktionsweisen für Türme von Windkraftanlagen. Nachfolgende Ausführungen beschränken sich auf Türme für Anlagen mit horizontaler Drehachse, welche die häufigste Form von Windkraftanlagen darstellt.

Abhängig von Entwurfparametern wie beispielsweise dem Standort der Anlage oder der Turmhöhe bieten sich verschiedene Bauweisen und -materialien für die Konstruktion des Turmes an. Herkömmlich werden Türme in **Stahl-**, **Beton-**, oder **Hybridbauweise** hergestellt, wobei (zumindest bei Stahlbauten) ferner zwischen räumlichen **Fachwerkkonstruktionen**, **Masten** und **Rohrtürmen** unterschieden werden kann.

In [20] werden die Konstruktionsformen für Türme von Windkraftanlagen nach Material, nach deren Schwingungsverhalten bzw. der Art der Fertigteile unterschieden.

Dabei wird für den Stahlbau eingeteilt in:

- Soft-stiff-abgestimmte Stahlrohrtürme (siehe Abschnitt 3-2)
- Soft-soft-abgestimmte Stahlrohrtürme (siehe Abschnitt 3-2)
- Gittertürme
- verbolzte Stahlschalentürme
- vor Ort gefertigte Stahlschalentürme

Die Massivbauweise wird unterteilt in:

- vollständig vorgefertigte Betontürme mit Schalenelemente
- vollständig vorgefertigte Betontürme mit Ringsegmente
- Türme in Ortbetonbauweise

Generell kommen Rohrtürme in Stahl- und Betonbauweise vor und sind – zumindest in Stahlbauweise – die geläufigste Turmform für Windkraftanlagen. Der Kern der Türme ist hohl; die Wanddicke und der Turmquerschnitt verjüngt sich nach oben stufenweise bzw. kontinuierlich (10 - 50 mm dicke

Stahlbleche; (vgl. [4])), sodass die Form des Turmes als Kegelstumpf beschrieben werden könnte. Der benötigte Materialeinsatz ist relativ gering und die einzelnen, im Werk vorgefertigten Turmteile müssen am Montageort nur noch zusammengefügt werden. Hier kann zwischen Ring- und Schalenelementen unterschieden werden, wobei Ringsegmente auf einen Durchmesser von maximal 4,2 m begrenzt sind, um das Straßen-Lichtraumprofil für den Transport nicht zu überschreiten. Im Betonbau werden Ringsegmente gegeneinander verspannt; im Stahlbau werden die Segmente mittels Ringflansche und vorgespannten Schrauben aneinandergesetzt (siehe Abbildung 2-10). Alternativ ist es möglich, den Turm in Schalensegmente zu unterteilen, wodurch größere Turmdurchmesser möglich sind.



Abbildung 2-11: Windkraftanlage mit Rohrturm in Segmentbauweise [21]

Im Gegensatz zu Stahltürmen sind Türme aus Beton immer als Rohrtürme zu verstehen, welche in Ring- oder Schalenelemente zusammengesetzt werden. Türme aus Ortbeton sind kaum zu finden, da die Qualität des Betons in-situ schwerer zu kontrollieren ist und deren Schalung bei konischer Verjüngung des Turmquerschnittes mit der Höhe sehr aufwändig herzustellen wäre. Außerdem ist anzumerken, dass sich allgemein Rissbildung im Beton als ermüdungsschädlich erwiesen hat (vgl. [5]).

Reine Betontragwerke sind aufgrund des hohen Eigengewichts relativ selten, jedoch werden Betontürme als Teil von Hybridanlagen eingesetzt. Der untere Turmbereich besteht dabei herkömmlicherweise aus einer vorgespannten Betonkonstruktion, welcher ab einer gewissen Höhe in eine Stahlrohrkonstruktion übergeht. Diese Art von Turm kommt wegen der Material- und Gewichtsersparnis bei großen Nabenhöhen oft zum Einsatz. Durch Variation der Übergangshöhe zwischen Beton und Stahl lässt sich die Turmkonstruktion hinsichtlich Schwingungen bzw. der benötigten Baumasse optimieren. Rein äußerlich unterscheiden sich Hybridtragwerke kaum von anderen geschlossenen Turmkonstruktionen, einzig im Übergangsbereich kann in der Regel ein Sprung des Querschnittes festgestellt werden.



Abbildung 2-12: Montage eines Beton-Stahl-Hybridturmes [22]

Seit 2012 werden in Deutschland auch Rohrtürme in Holzbauweise von der Firma TimberTower produziert. Diese werden aus einzelnen Brettsperrholzplatten mit einer Festigkeitsklasse der Brettware von C24 gemäß ÖNORM EN 338 [23] zusammengesetzt, sodass sich ein polygonaler Grundriss ergibt (vgl. [24]). Die einzelnen Segmente sind mittels eingeklebter Lochbleche miteinander verbunden.

Die Prototyp-Anlage wurde 2012 im Stadtteil Marienwerder in Hannover in Betrieb genommen und verfügt über eine Nabenhöhe von 100 m (vgl. [3]). Die erwartete Betriebsdauer der Anlage wird lt. [4] mit 40 Jahren angenommen.



Abbildung 2-13: *Montage des TimberTower - Prototyps [25]* **Abbildung 2-14:** *TimberTower-Prototyp in Hannover-Marienwerder [26]*

Bei Anlagen mit niedrigen Nabenhöhen besteht die Möglichkeit, Türme als Maste auszubilden. Dabei handelt es sich um „durch Seile abgespannte Tragwerke, bei dem die Seile an vom Mastschaft entfernten Abspannfundamenten verankert sind.“ (vgl. [27])

Aufgrund des großen Platzbedarfes der Abspannung und der damit einhergehenden Begrenzung der Höhe (je höher der Turm, desto weiter die Abspannungen) ist diese Konstruktionsart nur auf Kleinanlagen begrenzt. Durch die Schlankheit der Türme gestaltet sich die Wartung der Anlage schwierig und das Schadensrisiko ist um einiges höher als bei herkömmlichen Türmen, da der Bruch eines einzelnen Abspannseiles den Kollaps der Anlage auslösen kann. Ein Beispiel einer Windkraftanlage mit abgespannten Mast stellt die in Abschnitt 2-1.1 beschriebene GroWiAn-Anlage dar (siehe Abbildung 2-2).



Abbildung 2-15: *Windkraftanlage mit abgespannten Turm [28]*

Türme in Fachwerkbauweisen werden im folgenden Abschnitt näher beschrieben.

2-2.2 FACHWERKTÜRME

Fachwerktürme bieten neben dem vollwandigen Rohrturm für Windkraftanlagen eine Alternative in der Turmbauweise. Sowohl im Stahl- als auch im Holzbau können Beispiele für Turmbauwerke in Fachwerkbauweise gefunden werden. Das bekannteste Beispiel für einen Fachwerkturm ist der Eiffelturm in Paris, welcher ursprünglich als Aussichtsturm für die Dauer der Pariser Weltausstellung 1889 errichtet wurde. Später wurde er um die rund 30 m hohe Antenne erweitert und in seiner heutigen Nutzung als Aussichtsturm und Sendeanlage dauerhaft im Pariser Stadtbild verankert. Weitere Einsatzmöglichkeiten von Türmen in Fachwerkbauweise findet man beispielsweise bei Freileitungen zum Stromtransport, bei Anlagen zur Energieerzeugung (Windkraftanlagen), bei Lichtmasten oder bei Türmen von Sendeanlagen.

Für Windenergieanlagen wurden Gittertürme speziell bei Anlagen der ersten Generation eingesetzt. Windkraftanlagen mit Türmen aus Raumfachwerken haben den Vorteil, dass sie bei geringem Materialeinsatz über eine hohe Steifigkeit verfügen. Durch die vergleichsweise geringe Baumasse bietet sich diese Bauweise auch für schlecht zugängliche Standorte an, da sich durch das geringe Eigengewicht der Transport der vorgefertigten Turmsegmente erheblich vereinfacht.



Abbildung 2-16: Windkraftanlage mit Stahlfachwerkurm [29]

In der Konstruktion von Fachwerken gibt es eine Vielfalt an Ausführungsmöglichkeiten. Als fix angenommen werden kann – dem Prinzip von Fachwerken entsprechend – dass die Eckstiele (mindestens 3 für ein Raumfachwerk erforderlich) über die gesamte Turmhöhe als durchgehende Bauteile wirken. Die Ausfachungsstäbe werden gelenkig an die Eckstiele angeschlossen und können nur Druck bzw. Zug zwischen den Eckstielen weitergeben.

Die Eckstiele tragen den Großteil der auftretenden Turmlasten über Normalkräfte ab, sodass hohe Druck- und Zugkräfte (durch die Aufteilung der vom Rotor resultierenden Momente in Kraftpaare) in den Stabachsen auftreten. Die Ausfachung zwischen den Stielen, welche kontinuierlich über die Turmhöhe angeordnet wird, stellt eine horizontale Verbindung der Eckstiele zueinander her und reduziert die Knicklängen der unter Druck stehenden Stäbe. Dadurch wird die Möglichkeit des Versagens der Eckstiele durch Ausknicken minimiert. Die Ausfachung ist zusätzlich für die Abtragung von Schubkräften verantwortlich. Wenn einzelne Ausfachungsstäbe zwischen den Eckstielen (primäre Ausfachung) selbst stabilitätsgefährdet sind, können diese wieder durch sekundäre Ausfachungen (Stäbe zwischen den Primärstäben) gehalten werden. Speziell bei Türmen mit geneigten Eckstielen ist eine sekundäre Ausfachung sinnvoll, da die primäre Ausfachung im untersten Turmabschnitt in der Regel eine hohe Schlankheit aufweist (vgl. [20]).

Die Struktur eines Fachwerksturmes lässt sich neben der Benennung der einzelnen Bauteile auch noch über geometrische Merkmale beschreiben: Der Bereich zwischen zwei Anschlusspunkten der Ausfachung an die Eckstiele wird als Turmsektion bezeichnet. Mehrere Turmsektionen bezeichnen einen Schuss, welcher meist durch Montageabschnitte der Eckstiele o.Ä. definiert ist (vgl. [20]).

In Abbildung 2-17 sind exemplarisch verschiedene Turmgeometrien dargestellt. Ein über die gesamte Turmhöhe konstanter Querschnitt (Turmdurchmesser) ist die einfachste Variante des Fachwerksturms, allerdings ist dies auch die Form mit dem geringsten Grad der Optimierung. Zur Tragwerksoptimierung ist es sinnvoll, den Turmquerschnitt nach oben hin zu verjüngen. Dadurch entsteht ein höhenabhängiger Verlauf der Turmsteifigkeit, welcher an die Anforderungen der Belastung angepasst ist. Es ergeben sich dadurch kürzere Ausfachungsstäbe und kleinere Windangriffsflächen.

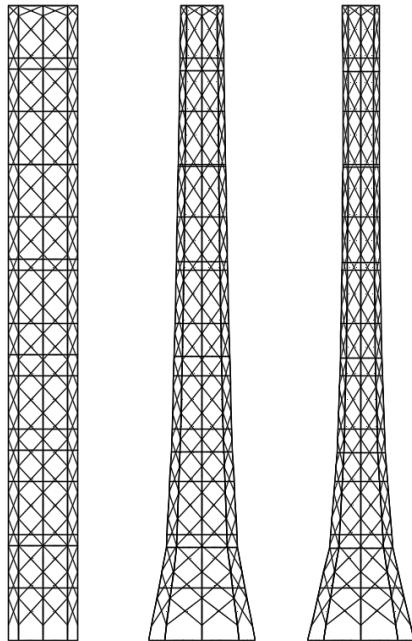


Abbildung 2-17: Turmgeometrien für den Fachwerkturm (konstant, gekrümmt u. gekrümmt-optimiert)

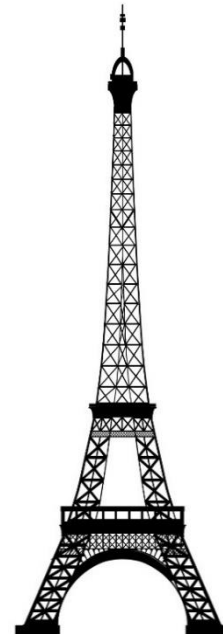


Abbildung 2-18: Zum Vergleich: Form u. Geometrie des Eiffelturms [30]

Neben der Wahl der Eckstielgeometrie ist die Wahl der Ausfachung ein weiteres entscheidendes Kriterium in der Konstruktion von Fachwerktürmen. Je mehr Stäbe zur Ausfachung eingesetzt werden, desto höhere Turmsteifigkeiten können erzielt werden, allerdings steigt damit auch der Konstruktionsaufwand hinsichtlich der benötigten Verbindungen und der Aufwand in der Modellierung der Stabgeometrie. Es gibt zahlreiche Varianten der Ausfachung von Fachwerktürmen. In der vorliegenden Arbeit werden einige Ausfachungsarten (Abbildung 2-19, Typen *a*, *d*, *e* und *g*) bei der Modellierung berücksichtigt (siehe Abschnitt 6-3.1.2).

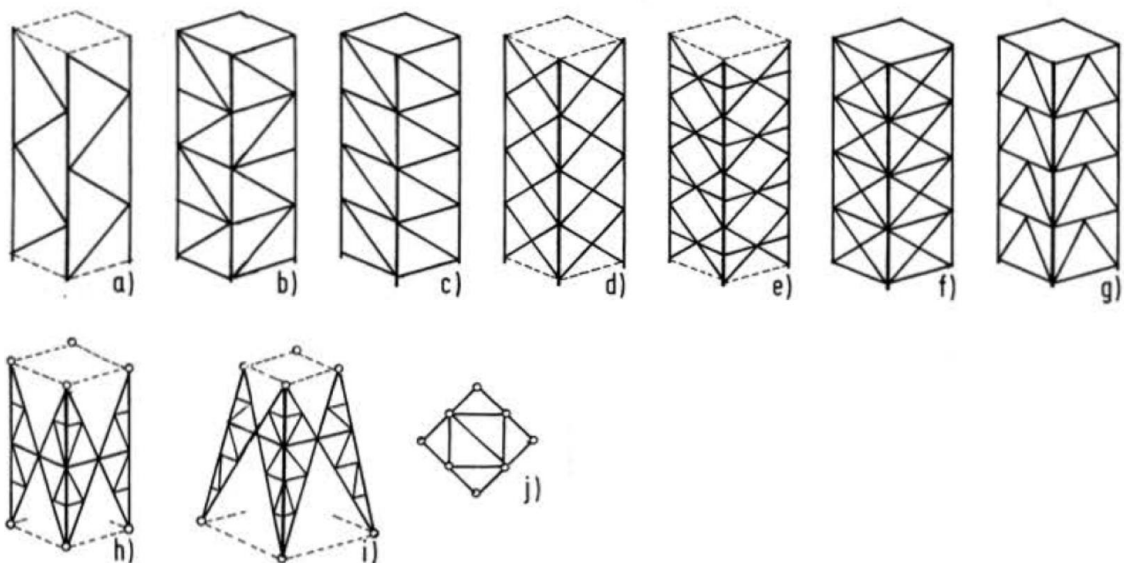


Abbildung 2-19: Ausfachungssysteme für Fachwerktürme [31]

Wie bereits erwähnt, ist die Ausfachung ein wichtiger Parameter für die Stabilisierung der Eckstiele und somit der Aussteifung gegen Knicken. Der Abstand der Anschlusspunkte zwischen Ausfachungsstäbe und Eckstiel ist bei Variante e) am geringsten und bietet demnach die bestmögliche Aussteifung des Tragwerks. Aufgrund der vielen Knoten ist sie wahrscheinlich allerdings auch die unwirtschaftlichste Variante.

Die in Abschnitt 2-2.1 dargestellte Variante für Hybridtürme ist die bisher weitest verbreitete Art an Hybridbauweisen (siehe Abbildung 2-12). Der Turm selbst besteht aus einem durchgängigen Rohrquerschnitt und es wird nur der Konstruktionswerkstoff über die Höhe variiert. Es besteht die Möglichkeit, neben dem Material auch die Turmbauweise zu variieren und einen Teil des Turms in Fachwerkbauweise auszuführen. Im Rahmen einer Diplomarbeit [32] an der Hochschule Regensburg wurde ein solcher Turm für Kleinwindkraftanlagen in Stahlbauweise untersucht (siehe Abbildung 2-20).

Das Konzept des Hybridturms im vorliegenden Projekt ist ähnlich dem Turmmodell in [32], allerdings mit größeren Abmessungen und einem hölzernen Fachwerk (siehe Abbildung 2-21). Die Ausfachung entspricht der Variante a) in Abbildung 2-19.

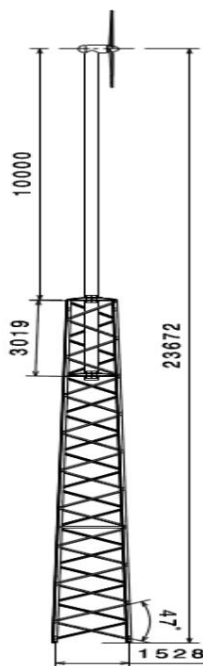


Abbildung 2-20: Turmmodell Diplomarbeit Hochschule Regensburg [32]

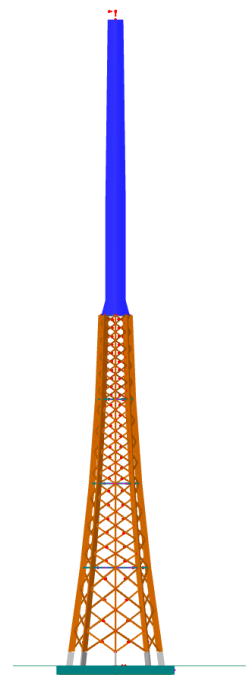


Abbildung 2-21: Konzept des Hybridturmes aus Rohr- und Gitterkonstruktion aus Holz

Im Bereich von Windkraftanlagen war die Fachwerkbauweise bisher rein dem Stahlbau vorbehalten. In Form einer Mischkonstruktion aus einem Stahlrohr- und einem Holz-Fachwerkturm wird in den folgenden Kapiteln eine weitere Möglichkeit der Konstruktion eines Hybridturmes diskutiert.

2-2.3 VERGLEICH

Die in Abschnitt 2-2.2 beschriebenen Turmbauweisen lassen sich nur bedingt miteinander vergleichen. Jede Konstruktionsart verfügt über ihr eigenes Einsatzgebiet, sodass sich nur wenige Überschneidungen ergeben. Entscheidend sind u.a. der Standort, die Turmhöhe und der verfügbare Platz am Aufstellort.

Anhand der Turmhöhe ist es möglich abzuschätzen, welches Lastkriterium für das Tragwerk maßgebend sein wird. Bis zu einer Höhe von 40 m wird die Extremlast als maßgebende Größe angesehen, bis etwa 80 m trifft dies auf die Materialermüdung zu. Bei Anlagen mit höherer Nabenhöhe wird in der Regel die Eigenfrequenz für die Bemessung maßgebend (vgl. [2]). Durch die relativ „weiche“ Bauweise (geringe

Steifigkeit) von Rohrtürmen bedeutet dies, dass bei höheren Türmen die Grenze ihrer Wirtschaftlichkeit erreicht wird (vgl. [20]).

Je nach Betrachtungswinkel ergeben sich für jede Bauweise sowohl Vor- als auch Nachteile:

- Aus statischer Sicht besitzt die geschlossene Bauweise den Vorteil einer höheren Torsionssteifigkeit, allerdings gibt es kaum Möglichkeiten der Optimierung. Im Gegensatz dazu bietet sich beim Fachwerkurm an, das Tragwerk durch Variation der Ausfachung, Turmgeometrie und Profilquerschnitte bestmöglich zu optimieren und auf die Anlage abzustimmen.
- Die einzelnen Bauteile von Gittertürmen sind im Vergleich zu flächigen Bauteilen mangels vorhandener Querschnittsfläche deutlich höher belastet, woraus sich ein höherer Aufwand in der Konstruktion von Verbindungen ergibt.
- Im Gegensatz zu rotationssymmetrischen Turmbauten sind bei Fachwerktürmen stets zwei Richtungen im Lastangriff zu betrachten, da jeweils eine „starke“ und eine „schwache“ Turm- bzw. Konstruktionsachse vorhanden sind. Türme mit Rohrquerschnitte sind in dieser Hinsicht den Fachwerktürmen überlegen, da deren Turmsteifigkeit nicht richtungsabhängig ist.
- Aus wirtschaftlicher Sichtweise ist anzumerken, dass bei Fachwerktürmen weniger Material benötigt wird – und somit ein geringeres Konstruktionsgewicht anfällt. Demgegenüber steht die Herstellung vieler unterschiedlicher Fachwerksverbindungen, sowie der Abbund vieler verschiedener Bauteile, wodurch sich die Montagezeit solcher Anlagen erhöht. Aufgrund der höheren Steifigkeit können mit Fachwerktürmen größere Turmhöhen als bei geschlossenen Bauweisen erreicht werden, wodurch eine größere Menge an Energie gewonnen werden kann (siehe Kapitel 9). Allerdings werden bei Fachwerktürmen generell – und speziell mit steigender Nabenhöhe größere Aufstellflächen beansprucht, wodurch wiederum die Kosten für die Errichtung steigen.
- Im Betrieb sind Fachwerktürme durch die offene Bauweise wartungsintensiver, allerdings auch leichter zugänglich als geschlossene (Rohr-)türme. Dadurch ergibt sich – bei Bedarf – auch eine leichtere Austauschbarkeit von Bauteilen als bei Rohrtürmen.
- Durch den modularen Aufbau von Fachwerktürmen besteht die Möglichkeit, auch in schlecht zugänglichen Gebieten Bauwerke zu errichten bzw. höhere Turmbauwerke zu erstellen. Die für entlegene Gebiete wichtige Transportierbarkeit hängt weniger vom Bauteilgewicht ab, als von den Dimensionen der einzelnen Turmsegmente.

In Punkto Design hat sich der geschlossene Rohrturm gegen den Gitterurm durchgesetzt, da Fachwerktürme im Vergleich zu Rohrtürmen bei näherer Betrachtung „dicker“ bzw. „plumper“ wirken (vgl. [4]). Dies und auch die größere benötigte Aufstellfläche sprechen ebenfalls gegen den Einsatz von Fachwerktürmen in besiedelten Gebieten.

Für Aufstellorte in freier Natur kann die aufgelöste Gitterstruktur von Fachwerktürmen als Vorteil gesehen werden. Diese ist lichtdurchlässig, wodurch die Turmkonstruktion visuell in den Hintergrund rückt. Dadurch werden die Rotorblätter aufgrund ihrer Größe die prägenden Elemente im Erscheinungsbild der gesamten Anlage.

2-3 FACHWERKE AUS HOLZ

Fachwerke in Holzbauweise werden heute vorwiegend im Hallenbau und vereinzelt im Brückenbau eingesetzt. Bei Betrachtung älterer Bauwerke ist jedoch zu erkennen, dass das Holzfachwerk früher auch im Hochbau häufig eingesetzt wurde. In Form von Fachwerkhäusern wurden bereits vor einigen Jahrhunderten Holzfachwerke mittels zimmermannsmäßiger Verbindungen hergestellt. Diese befinden sich trotz außenliegenden, frei bewitterten Holzbauteilen teilweise heute noch in einem sehr guten Zustand.

Auch im Turmbau wurde Holz bereits öfters erfolgreich eingesetzt. Bestes aktuelles Beispiel in Österreich ist der Aussichtsturm am Pyramidenkogel in Kärnten, ältere noch intakte Bauwerke mit beachtlichen

Konstruktionshöhen sind beispielsweise in Polen oder Deutschland zu finden. Die Funktion der Türme ist vorwiegend der Betrieb von Sende- und Funkanlagen, bzw. der Einsatz als Aussichtsturm.



Abbildung 2-22: *Sendeanlage in Gleiwitz, Polen, Holzfachwerkurm, errichtet 1935 [33]*

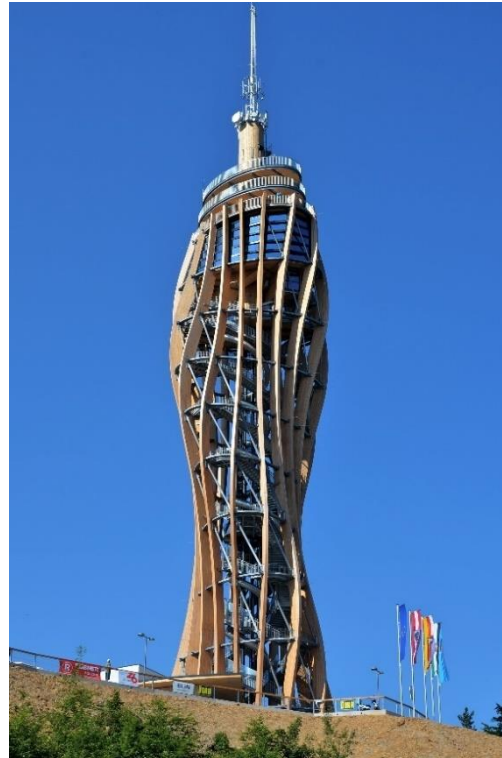


Abbildung 2-23: *Aussichtsturm Pyramidenkogel, Holz-Stahl-Konstruktion, eröffnet 2013 [34]*

KAPITEL 3: ANFORDERUNGEN AN WINDKRAFTANLAGEN

Wie auch für anderen Bauwerken gilt auch für Windkraftanlagen, dass seitens der Tragwerksplanung ein Versagen von Bauteilen in allen Lastsituationen ausgeschlossen werden muss. Die am höchsten beanspruchten Bauteile des Holzfachwerks sind die Eckstiele, welche durch das hohe Eigengewicht des Turmkopfes und dem Abtragen der Biegemomente aus Wind- und Rotorkräften belastet werden (siehe Schnittkraftgrafiken in Anhang C-4). Neben der **Tragfähigkeit** müssen noch weitere Grenzzustände und Aspekte bei der Berechnung berücksichtigt werden:

Bei Betrachtung der **Gebrauchstauglichkeit** sind sowohl die **Verformung**, als auch die **Schwingungsanfälligkeit** des Turmes zu untersuchen. Für die Verformung ist es maßgebend, dass der Rotor in allen Betriebssituationen völlige Berührungsfreiheit hat und nicht mit dem Tragwerk kollidieren kann. Für die Schwingungsanfälligkeit ist es notwendig, dass die erste Biegeeigenfrequenz des Tragwerks innerhalb eines vom Hersteller der Turbine vorgegebenen Bereichs liegt, sodass die Möglichkeit einer Schwingungsanregung (Resonanz) des Turmes durch den Rotor ausgeschlossen werden kann. Wenn diese Forderung nicht erfüllt werden kann, müssen Maßnahmen zur Anpassung der Turmsteifigkeit bzw. für ein verbessertes Schwingungs- und Dämpfungsverhalten des Turmes getroffen werden (siehe Abschnitt 3-2 f.).

Ein weiterer wichtiger Punkt bei der Auslegung von Windenergieanlagen ist die Berücksichtigung der **Materialermüdung**, welche sich durch die hohen Lastwechselzahlen (bedingt durch die Drehzahl des Rotors von rund 20-50 Umdrehungen je Minute (vgl. [4]) ergibt. Dies ist speziell für die eingesetzte Verbindungstechnik in dem für das Projekt vorgesehene Holzfachwerk relevant, da hier Stahlteile einer hohen Wechselbeanspruchung ausgesetzt sind, deren Ermüdungsverhalten um einiges schlechter ist als jenes von Holz.

Ein Nachteil beim Einsatz von außenliegenden Holzbauteilen sind die notwendigen Maßnahmen zum Schutz des Tragwerks gegen die Witterung. Durch die exponierte Lage des Holzfachwerkes (frei bewittert, kein konstruktiver Holzschutz) ergibt sich laut EN 1995-1-1 [35] die Nutzungsklasse 3. Im Sinne einer **witterungsbeständigen, dauerhaften Konstruktion** sollte die Nutzungsklasse 3 jedoch weitgehend vermieden werden. Durch eine „Fassadenlösung“ (bespannen der Konstruktion durch wasserundurchlässige Materialien) kann die Nutzungsklasse 2 erreicht werden. Dadurch können eine bessere Dauerhaftigkeit der Konstruktion gewährleistet und folglich höhere Designwerte der Festigkeiten für die Holzquerschnitte in Rechnung gestellt werden, wodurch sich wirtschaftlichere Bauteildimensionen ergeben (siehe Abschnitt 3-3).

Aus wirtschaftlicher Sicht sollte bei der Planung des Turmes zudem auf größtmögliche **Vormontierbarkeit** der Turmteile geachtet werden. Dadurch reduzieren sich die Anzahl an Verbindungen, die am Montageort hergestellt werden müssen und es können bereits unter Werksbedingungen Teile des Tragwerkes bis zu einer maximal transportierfähigen Größe und Gewicht zusammengesetzt werden. Für die Montage vor Ort sollten möglichst wenige, möglichst gleiche Montagestöße übrigbleiben.

Über die Wahl der Ausfachung kann die **Verbindungsanzahl**, sowie die minimal notwendige Anzahl von Eckstielen gesteuert und auf ein optimales Maß minimiert werden.

3-1 ERMÜDUNG

Bei der Bemessung von Bauteilen auf statische Belastungen wird immer ein einzelnes, zeitunabhängiges Lastereignis betrachtet, welches den „Extremfall“ der Tragfähigkeit bzw. den „Extremfall“ der Gebrauchstauglichkeit darstellt. Dieses Lastereignis darf weder zu einem Bruchzustand führen, noch zu einer Verformung, welche außerhalb der normativ definierten Grenzwerte liegt.

Im Fall der Materialermüdung werden anders als bei SLS- oder ULS-Nachweisen keine statischen Maximallasten herangezogen, sondern Lastkollektive aus Gebrauchs- bzw. Betriebslasten, die zeitlich veränderlich (dynamisch) auf das Bauteil einwirken. Dabei werden Last- und Spannungswechsel im Bauteil verursacht, welche zu Ermüdungserscheinungen des Materials führen können (ermüdungswirksame Beanspruchungen).

Im Eurocode 3, Teil 9 (EN 1993-1-9; Ermüdung von Stahl [36]) wird Ermüdung definiert als „Prozess der Rissbildung und des Rissfortschritts in einem Bauteil, hervorgerufen durch sich wiederholende Spannungsschwankungen“. Die Schädigung des Bauteils stellt sich als Rissbildung dar. Ermüdungsrisse breiten sich von geometrischen Schwachstellen aus und dehnen sich mit steigender Anzahl der Spannungsspiele über den Querschnitt aus. Ein Ermüdungsversagen tritt auf, sobald der Restquerschnitt des Bauteils nicht mehr den vorherrschenden Einwirkungen standhalten kann.

Das Verhalten eines Bauteils auf dynamische Beanspruchungen ist abhängig vom eingesetzten Material, sowie bei anisotropen Materialien wie Holz von der Richtung der dynamischen Einwirkung. Zusätzlich ist zu beachten, dass die Steifigkeit der betrachteten Struktur eine Rolle in der Bauteilermüdung spielt: Je elastischer ein Tragwerk, desto weniger Ermüdungserscheinungen sind zu erwarten (vgl. [4]).

3-1.1 BEGRIFFSDEFINITION

Die **Ermüdungsfestigkeit** ist ein Oberbegriff für das Verhalten eines Materials unter zyklischer Beanspruchung. Sie kann unterteilt werden in **Schwingfestigkeit**, **Gestaltfestigkeit** und **Betriebsfestigkeit**. Die **Schwingfestigkeit** beschreibt das Ermüdungsverhalten bei periodisch wiederkehrenden Belastungen (z.B. sinusförmige Belastungen). Die **Betriebsfestigkeit** beschreibt gleiches Verhalten bei nicht periodischem Lastverlauf. Allgemein wird darunter auch die Auslegung von Bauteilen auf die während der Lebensdauer auftretenden Lastwechsel verstanden. Die **Gestaltfestigkeit** berücksichtigt neben der Zeitfestigkeit die Geometrie des Bauteils, welche einen weiteren Faktor bei der Beurteilung der Ermüdungsgefährdung spielt (beispielsweise Geometrien, für welche im Stahlbau Kerbfälle definiert sind) (vgl. [37]).

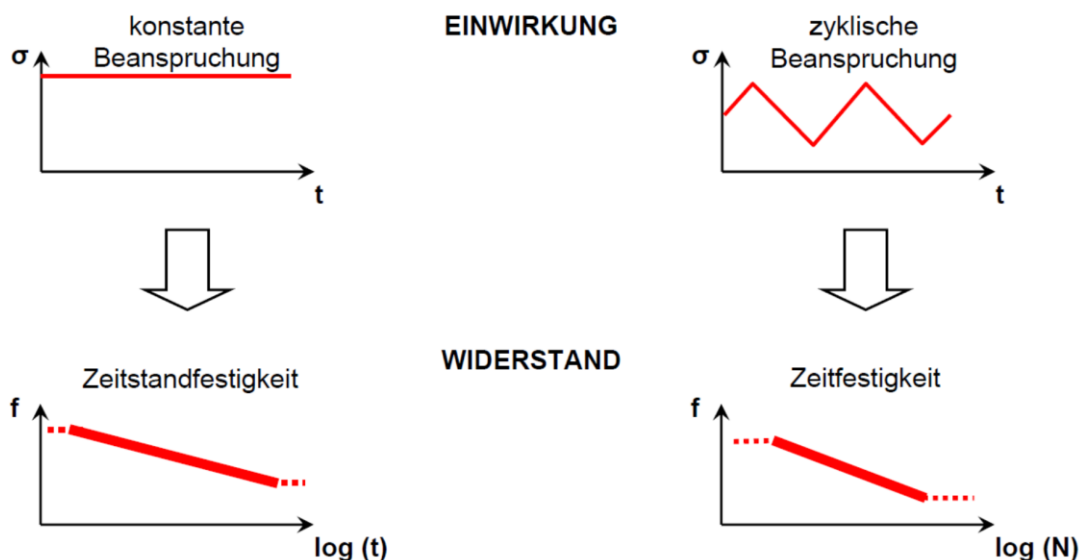


Abbildung 3-1: Begriffsdefinition Zeitstandfestigkeit / Zeitfestigkeit [38]

Die **Zeitstandfestigkeit** beschreibt die Materialfestigkeit bei einer konstanten Beanspruchungsdauer $t = T$. T stellt dabei die maximale Dauer der Lasteinwirkung dar; t ist die tatsächlich vorhandene Dauer. Sobald $t > T$ auftritt, kommt es zu einem Materialversagen.

Die **Dauerstandfestigkeit** ist das Widerstandsniveau, welches sich nach einer gewissen Abnahme der Festigkeit für $t = \infty$ einstellt und somit zeitunabhängig ist.

Die **Zeitfestigkeit** ist der maximale Widerstand bei einer gegebenen Anzahl von zyklischen Beanspruchungen mit $n = N$. N ist dabei die Zahl der maximal ertragbaren Lastwechsel; n die Anzahl der vorhandenen Spannungsspiele. Sobald $n > N$ eintritt, versagt das Bauteil.

Die **Dauerfestigkeit** beschreibt jenes Widerstandsniveau, bei dem es durch zusätzliche Lastwechsel zu keiner weiteren Schädigung mehr kommt.

k_{mod} ist ein Faktor zur Berücksichtigung des Zeitverhaltens (Zeitstandfestigkeit) und klimatischer Einflüsse (Nutzungsklassen). Der Faktor wird bei der Umrechnung von Designfestigkeiten aus charakteristischen Festigkeiten eingesetzt.

k_{fat} ist ein Faktor zur Berücksichtigung des Ermüdungsverhaltens (Zeitfestigkeit). Er ist abhängig von der Ermüdungsfestigkeit (Materialfestigkeit), der Lastanzahl N , dem Spannungsverhältnis R und der Art der Belastung auf das Bauteil (Zug, Druck, etc.) und stellt das Verhältnis bzw. den Anteil der Schwingfestigkeit an der Kurzzeitfestigkeit dar. Für die Berechnung lt. Eurocode 5 werden die charakteristischen Widerstände auf dem 5 % -Quantilniveau verwendet.

Spannungsverhältnis R :

$$R = \frac{\sigma_{\text{oben}}}{\sigma_{\text{unten}}} \text{ mit } |\sigma_{\text{oben}}| > |\sigma_{\text{unten}}| \quad (3.1)$$

Über den Wert R lässt sich unterscheiden, ob eine wechselnde Beanspruchung ($R = -1$, die Spannungskurve überschreitet die Spannungsnulllinie je Lastzyklus) oder eine schwellende Beanspruchung ($R = 0$, die Spannungskurve überschreitet die Spannungsnulllinie nicht) am Bauteil vorliegt. In der Literatur wird das Spannungsverhältnis teilweise auch mit κ bezeichnet.

Schwellfestigkeit bzw. Wechselfestigkeit: Je nach Spannungsverhältnis wird ein Bauteil bei Spannungswechsel nur auf Druck (oder Zug), oder aber auch wechselweise beansprucht. Bei einer wechselweisen Beanspruchung zwischen $-1 \leq R \leq 0$ spricht man von einer Wechselfestigkeit, zwischen $0 \leq R \leq 1$ spricht man von der Schwellfestigkeit (vgl. [39]).

In Abbildung 3-1 werden weitere Begriffe in Bezug auf Schwingungen dargestellt. Ein **Schwingspiel** beschreibt die Periodendauer einer Schwingung. Die Mittelspannung σ_m stellt den mittleren Wert zwischen der höchsten Spannung (σ_o) und der niedrigsten Spannung (σ_u) dar. Die Differenz zwischen σ_o und σ_u ergibt die Spannungsamplitude σ_a .

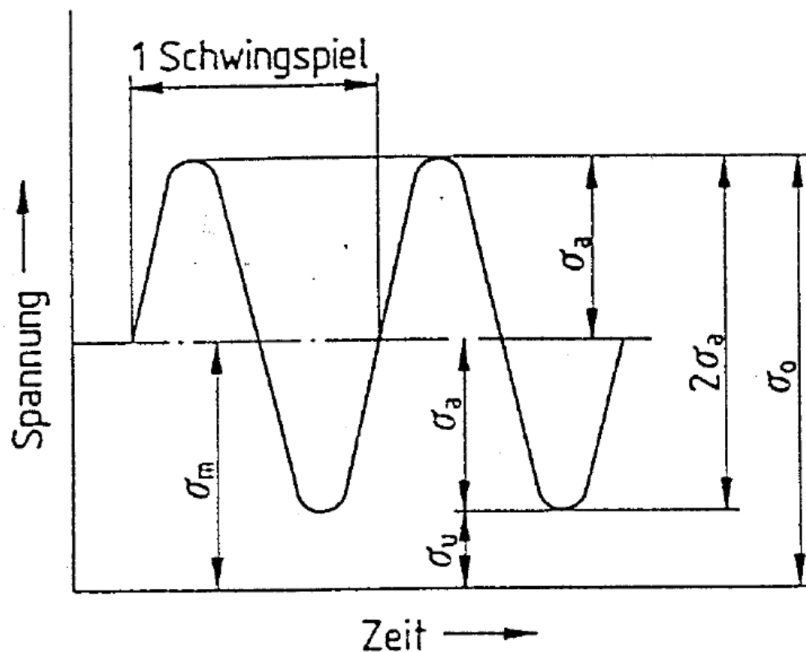


Abbildung 3-2: Begriffsdefinition (vgl. [40])

Wöhlerlinien beschreiben die im Wöhlerversuch erreichten Ergebnisse zur Schwingfestigkeit eines Materials. In dem Versuch werden Versuchskörper zyklischen Belastungen mit gleichbleibenden Lastamplituden und Spannungsverhältnissen ausgesetzt, bis ein Materialversagen eintritt. Auf den Linien wird die maximal aufnehmbare Spannungsamplitude mit zugehörigen Lastspielzahlen im logarithmischen Maßstab aufgetragen. Anhand der Linien können Kurzzeitfestigkeiten, und Dauerfestigkeiten ausgelesen werden.

Wöhlerkurven können in unterschiedlicher Art dargestellt werden (siehe Abbildung 3-3 und Abbildung 3-4). Im Holzbau wird gewöhnlich ein halb-logarithmischer Maßstab für Wöhlerlinien verwendet, wobei nur die Lastspielzahl N logarithmisch aufgetragen wird. Dadurch ergeben sich lineare Wöhlerlinien.

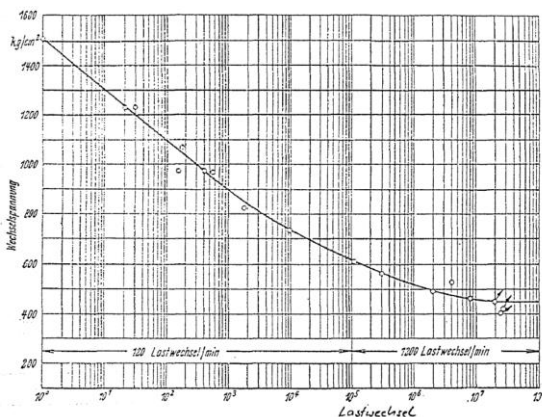


Abbildung 3-3: Doppelt logarithmische Wöhlerkurve [40]

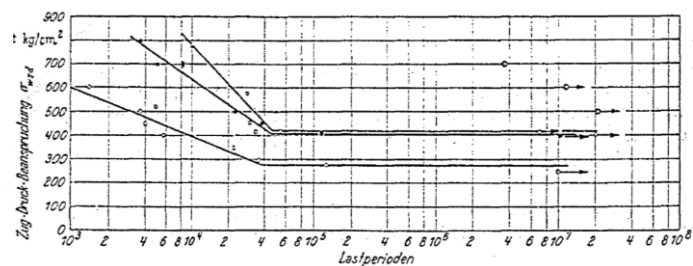


Abbildung 3-4: Einfach logarithmische Wöhlerkurve [40]

Lastkollektive bilden die Beanspruchung eines Bauteils während eines bestimmten Zeitraumes ab. Dabei werden Lastspiele in Bereiche klassifiziert, wonach die Einwirkungsdauer abgelesen werden kann (siehe Abbildung 3-5). Werden Lastkollektive mit den Wöhlerlinien überlagert, kann die Ermüdungsfestigkeit dadurch nachgewiesen werden. Dabei muss die Wöhlerlinie zur Gänze oberhalb der Einhüllenden des Lastkollektivs liegen (siehe Abbildung 3-9).

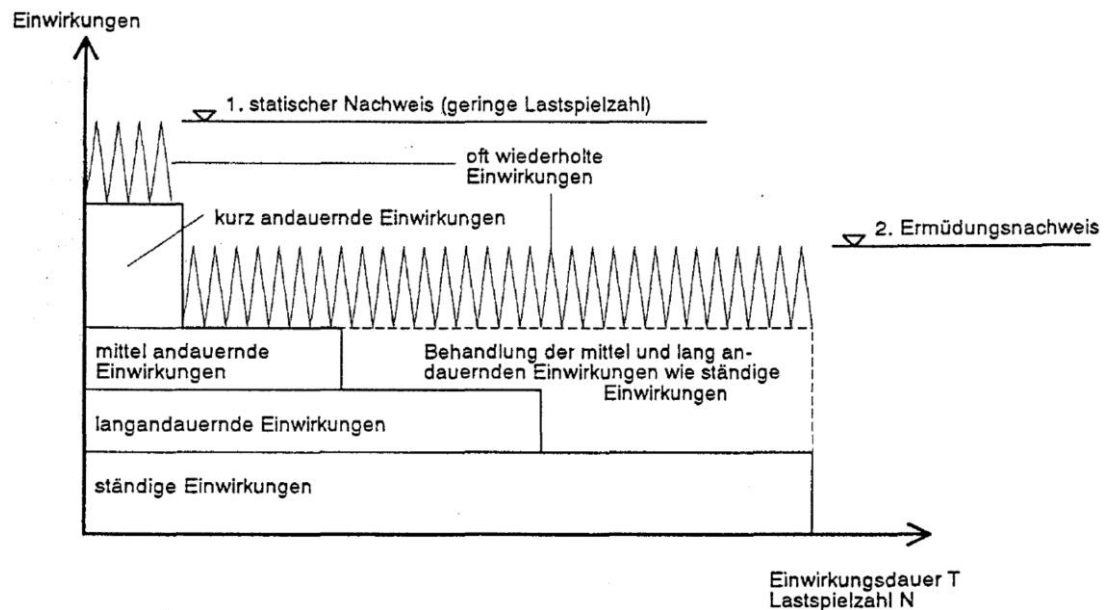


Abbildung 3-5: Lastkollektive mit vorwiegend ruhenden und wechselnden Einwirkungen [40]

3-1.2 WECHSELBEANSPRUCHUNGEN BEI WINDKRAFTANLAGEN

Über ihre Lebensdauer von 20 Jahren erfahren Windkraftanlagen bis zu 10^9 Lastwechsel, wobei diese Zahl stark vom Standort der Anlage abhängig ist. Je nach Bodenrauigkeit und Standort ergeben sich andere Extremwindverhältnisse, wodurch sich auch die Betriebszeiten der Anlage ändern. Steht eine Windkraftanlage als „Offshore“-Anlage am offenen Meer oder im Flachland, ergeben sich weniger Turbulenzen in der Windanströmung als in gebirgigen Regionen. Der Wind bläst konstanter und es treten weniger Böen auf. Daraus folgt, dass „Offshore“-Anlagen über ihre Lebensdauer mehr Produktionsstunden erreichen als Anlagen im Binnenland. Bei „Onshore“-Anlagen kann mit rund 2.000 Volllaststunden im Jahr gerechnet werden, für Anlagen am offenen Meer liegt dieser Wert doppelt so hoch (vgl. [5]).

Die Ermüdungsbeanspruchung auf das Tragwerk einer Windkraftanlage geht von den Rotorblättern aus, welche durch jede Rotation wechselnde Zug- und Druckbeanspruchungen in Längsrichtung der Rotorblätter einen Lastwechsel erfahren. Dieser planmäßige Lastwechsel ist bedingt durch die Erdgravitation sowie bei schnellen Rotordrehzahlen und nicht konstanter Rotationsgeschwindigkeit durch Fliehkräfte auf die Rotorblätter. Durch die ungleichmäßige Windbelastung über die Höhe der Rotorfläche ergeben sich Lastwechsel je Umlauf normal zu den Rotorblättern. Der Einfluss des Windgradienten nimmt mit steigender Anzahl an Rotorblätter ab. (siehe Abbildung 3-6).

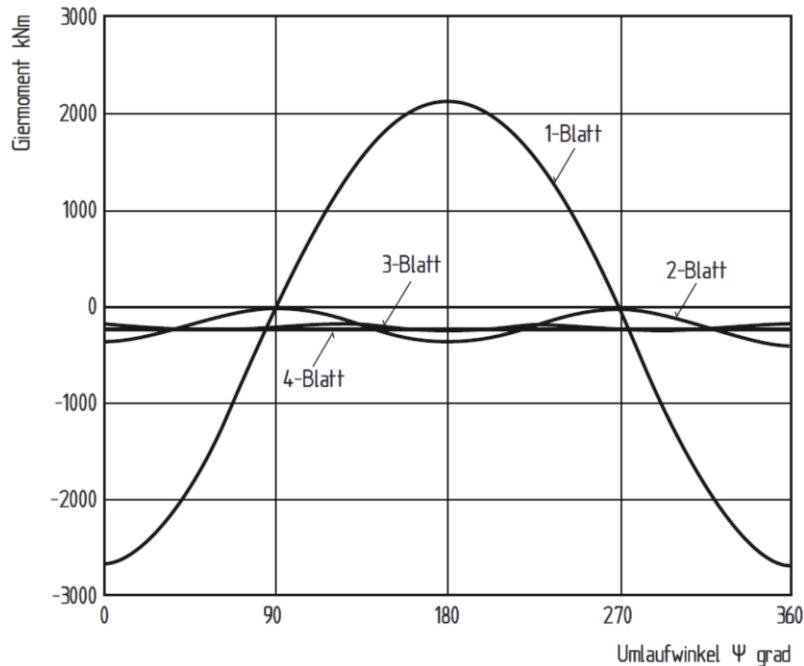


Abbildung 3-6: Momentenbelastung bei unterschiedlicher Rotorblattanzahl [4]

Außerplanmäßig ist es möglich, dass noch weitere Lastwechsel durch eine Rotorunwucht auftreten. Diese können beispielsweise durch eine ungleichmäßige Vereisung der Rotorblätter, durch ungleich eingestellte Rotorblätter oder durch Schäden an einem Rotorblatt auftreten. Die Lastwechsel werden von den Rotorblättern an die Rotornabe weitergegeben und im weiteren Verlauf in den Turm eingeleitet.

Wie bereits in Abschnitt 2-2.3 erwähnt ist bei Turmkonstruktionen in herkömmlicher Stahlbauweise mit Turmhöhen zwischen 40 und 80 m davon auszugehen, dass in der Regel der Nachweis der Ermüdung für die Bauteildimensionen maßgebend ist (vgl. [2]).

3-1.3 ERMITTLUNG DER EINWIRKUNGEN

Im Gegensatz zu den Belastungsannahmen für Hochbauten, haben ruhende Lasten auf das Bauwerk nur einen geringen Einfluss auf die Dimensionierung von Windkraftanlagen (vgl. [5]). Die einwirkenden Lasten werden in dynamische und statische Einwirkungen unterteilt, wobei die dynamischen Lasten als ermüdungswirksame Lasten in der Berechnung angesehen werden und die statischen als nicht ermüdungswirksam gelten.

Wie bereits in Abschnitt 3-1.2 erwähnt, entstammen bei Windkraftanlagen die ermüdungswirksamen Lasten sowohl statischen, als auch dynamischen äußeren Lastenwirkungen. Statische Einwirkungen werden nur dann ermüdungswirksam, wenn der Rotor in Betrieb ist. Durch die Rotordrehung um die horizontale Drehachse erfahren die Rotorblätter aus ihrem Eigengewicht je Umlauf eine wechselnde Beanspruchung aus Zug und Druck, sowie eine schwellende Biegebeanspruchung durch die höhenabhängige Windlast. Im Gegensatz dazu sind die ermüdungswirksamen Lastanteile aus dynamischer Last ständig vorhanden. Sie resultieren aus der Unstetigkeit des Windes, welche in der Lastannahme als Windturbulenz berücksichtigt wird und zeitabhängig ist (siehe Kapitel 5).

Mittels computerbasierter Simulation kann die Anlage samt Belastung möglichst realitätsgetreu abgebildet werden und es ergeben sich zeitabhängige (Turm-)Schnittkräfte, welche die Reaktion des Tragwerkes auf die dynamische Belastung abbilden. Aus den Zeitverläufen werden mittels geeigneter Zählverfahren („Rainflow-Count“) Markov-Matrizen gebildet, in welchen die Anzahl der Lastwechsel abhängig von Schwingweite und deren Mittelwert in einzelnen, ausgewerteten Turmschnitten abgebildet ist. Aus diesen Matrizen lassen sich im nächsten Schritt Stufenkollektive generieren, aus welchen die schädigungsäquivalenten Lasten bzw. Lastkollektive errechnet werden können. Mit jedem genannten

Rechnungsschritt geht ein Teil der Informationen des Zeitverlaufs verloren, allerdings wird dadurch die Berechnung auch vereinfacht (siehe Abbildung 3-7).

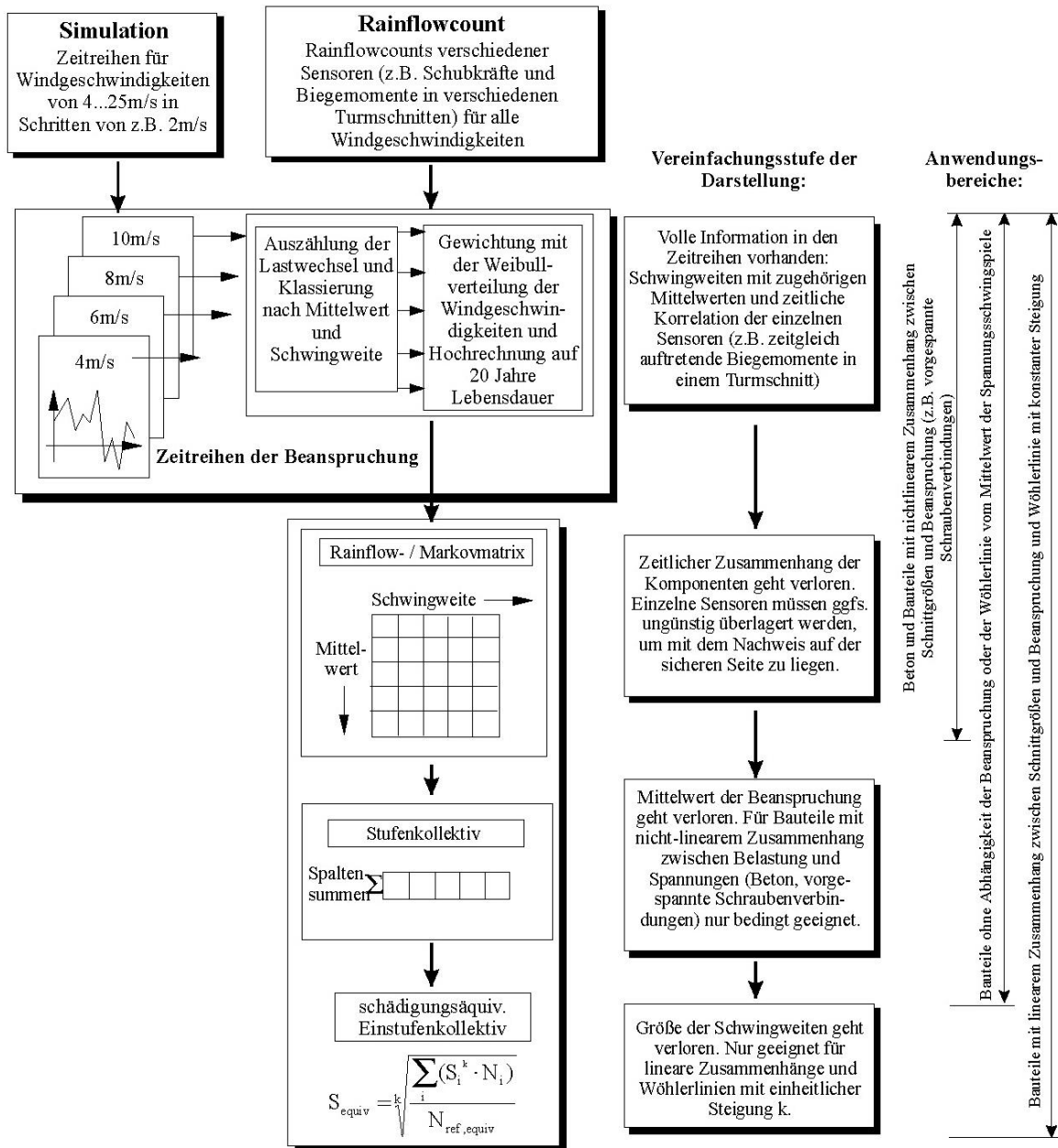


Abbildung 3-7: Ablaufdiagramm zur Errechnung schädigungsäquivalenter Einstufenkollektive [41]

Nachdem die Berechnung der Lasten an einem für den Turm repräsentativen Ersatzstab erfolgt, ist es notwendig, die Ermüdungseinwirkungen auf die einzelnen Bauteile des Fachwerktores zu übertragen. In jedem ausgewerteten Turmschnitt gibt es im Fachwerkurm mehrere Stäbe, auf welche die Ermüdungslast entsprechend aufgeteilt werden muss.

Bei dem Stahl-Holz-Hybridturm im vorliegenden Projekt sind Stahlteile in den Verbindungen vorgesehen bzw. wird die obere Turmhälfte komplett aus Stahl konstruiert. Dementsprechend sind sowohl für die Holzteile, als auch für die Stahlbauteile Nachweise gegen Materialermüdung zu führen.

3-1.4 MATERIALERMÜDUNG IM HOLZBAU

Bereits Ende 19. bzw. Anfang 20. Jahrhundert wurde festgestellt, dass Holz auf Ermüdungsbeanspruchung eine sehr hohe Leistungsfähigkeit hinsichtlich der Schädigungstoleranz aufweist. Es wurden beispielsweise Eisenbahnbrücken in Holzbauweise umgesetzt, sowie Holz zur Konstruktion von Flugzeugteilen verwendet (vgl. [39]). Wie bereits in Abschnitt 2-1.1 erwähnt, wurde auch traditionell bei Windmühlen Holz für ermüdungsbeanspruchte Bauteile eingesetzt, da bereits zu damaliger Zeit das gutmütige Ermüdungsverhalten von Holz im Vergleich zu anderen Materialien bekannt war.

Im Gegensatz zu isotropen Materialien wie Stahl handelt es sich bei Holz um richtungsbezogene bzw. anisotrope Materialeigenschaften. Dies gilt sowohl für statische Festigkeitswerte als auch für das Ermüdungsverhalten, wodurch die Feststellung von Ermüdungsfestigkeiten deutlich umfangreicher ist als jene von isotropen Materialien.

Obwohl der Einsatz von Holz im Bauwesen in den letzten Jahrzehnten massiv an Bedeutung gewonnen hat, wird es trotzdem in der Regel nur für vorwiegend ruhend belastete Bauteile eingesetzt. Die diesbezügliche Normengrundlage für einen Ermüdungsnachweis nach EN 1995-2 [42] ist genau genommen nur für den Nachweis von Holzbrücken gedacht. Nichtsdestotrotz ist es damit möglich, auch andere Tragwerke nachzuweisen (vgl. [43]).

Es gibt einige Forschungsarbeiten zum Ermüdungsverhalten von Holz, welche allerdings aufgrund unterschiedlichster Versuchsaufbauten und Randbedingungen nur schwer vergleichbar sind. Die unterschiedlichen Einflussparameter und Festigkeitswerte verschiedenster Untersuchungen wurden in der Literaturstudie von KREUZINGER & MOHR [40] zusammengestellt und werden in den Abschnitten 3-1.4.1 und 3-1.4.2 diskutiert.

In der Zusammenstellung von KREUZINGER & MOHR [40] wird das Ermüdungsverhalten von Holz mit den Kerbfällen im Stahlbau verglichen. Was man im Stahlbau als standardisierte, für die Bemessung relevante Kerbfälle vorfindet, kann mit Wuchsanomalien (Äste, etc.), Bohrungen oder Risse im Holz verglichen werden (vgl. [40]). Es wird außerdem erwähnt, dass eine Materialermüdung im Holz erst bei Lastspielen im Bereich von $N > 10^3$ bis 10^4 maßgebend wird, bei geringeren Lastspielzahlen ist Ermüdung nicht bemessungsrelevant.

3-1.4.1 Einflussparameter u. Erkenntnisse

In den vorliegenden Forschungsarbeiten zur Ermüdung von Holz haben sich folgende Einflüsse auf die Zeit- und Dauerfestigkeit gezeigt (vgl. [40]):

- Die **Rohdichte** beeinflusst die Dauerfestigkeit. Mit steigender Rohdichte steigt die Dauerfestigkeit linear, wobei anzumerken ist, dass das Verhältnis zwischen Dauer- und Kurzzeitfestigkeit unbeeinflusst bleibt.
- Je höher die Rohdichte, desto früher erfolgt der Übergang der Wöhlerlinie in eine horizontale Gerade, d.h. die Dauerfestigkeit wird bei geringeren Lastwechsel erreicht.
- Der Einfluss der **Holzart** ist über die Rohdichte abgedeckt.
- Ein schräger Faseranschnitt, d.h. keine Parallelität zwischen Bauteilrand und Faser wirkt sich ungünstig auf k_{fat} -Werte aus
- Durch **Vorbehandlungen** wie Kesseldruckimprägnierungen vermindern sich sowohl die statischen Festigkeiten als auch die Dauerfestigkeiten. Letztere jedoch stärker, dadurch ist mit ungünstigeren k_{fat} -Werten zu rechnen.
- Geringe Auswirkungen auf die Dauerfestigkeit ergeben sich durch unterschiedliche **Temperaturen**.
- Aufgrund des anisotropen Materialverhaltens ergeben sich je **Lastrichtung** unterschiedliche Festigkeiten. (Beispielsweise entspricht die Querdruckfestigkeit nur rund 1/10 der Druckfestigkeit in Faserrichtung)
- Mit steigenden **Lastspielzahlen** ergeben sich höhere Werte für das logarithmische Dekrement, d.h. eine höhere Dämpfung.
- **Verformungen** nehmen mit steigender Lastwechselzahl stetig zu.

- Der **Einfluss von Kerben** ist verglichen zu jenem im Stahlbau klein.

Nebenbei gibt es noch einige Parameter, deren Einfluss auf die Materialermüdung noch unzureichend bzw. nicht erfasst wurde. Diese sind unter anderem (vgl. [38]):

- Die Interaktion zwischen Zeitstand- und Zeitfestigkeit
- Wechselnde klimatische Beanspruchungen
- Einfluss von Wechsellasten auf Stabilität und Steifigkeit
- Einfluss der Frequenz

3-1.4.2 Ermüdungsbeiwerte für den Holzbau

Resultierend aus der Literaturstudie von KREUZINGER & MOHR wurden folgende Ermüdungsbeiwerte zur Abminderung der Kurzzeitfestigkeit vorgeschlagen. Die Werte sind abhängig von den Lastzyklen N , sowie dem Spannungsverhältnis R :

Tabelle 3-1: Ermüdungsbeiwerte k_{fat} nach [40]

	Beanspruchung	Material	k_{fat} (für $N = 10^7$)
schwellende Beanspruchung ($R = 0$)	Zug parallel zur Faser	Holz u. Holzwerkstoffe	0,50
	Druck parallel zur Faser	Holz u. Holzwerkstoffe	$\geq 0,75$
	Biegung	Vollholz	0,42
		Schichtholz	0,52
	Schub	Holz u. Holzwerkstoffe	0,30
wechselnde Beanspruchung ($R = 1$)	Zug-Druck parallel zur Faser	Holz u. Holzwerkstoffe	0,26
	Biegung	Vollholz	0,26
		Schichtholz	0,20
	Schub	Holz u. Holzwerkstoffe	0,24

Um andere Spannungsverhältnisse mit diesen Werten abzubilden, wurde in [40] bei einer Lastwechselzahl von $N = 10^7$ die in Abbildung 3-8 dargestellte Umrechnung vorgeschlagen. Das Spannungsverhältnis R wird hierbei mit κ angegeben.

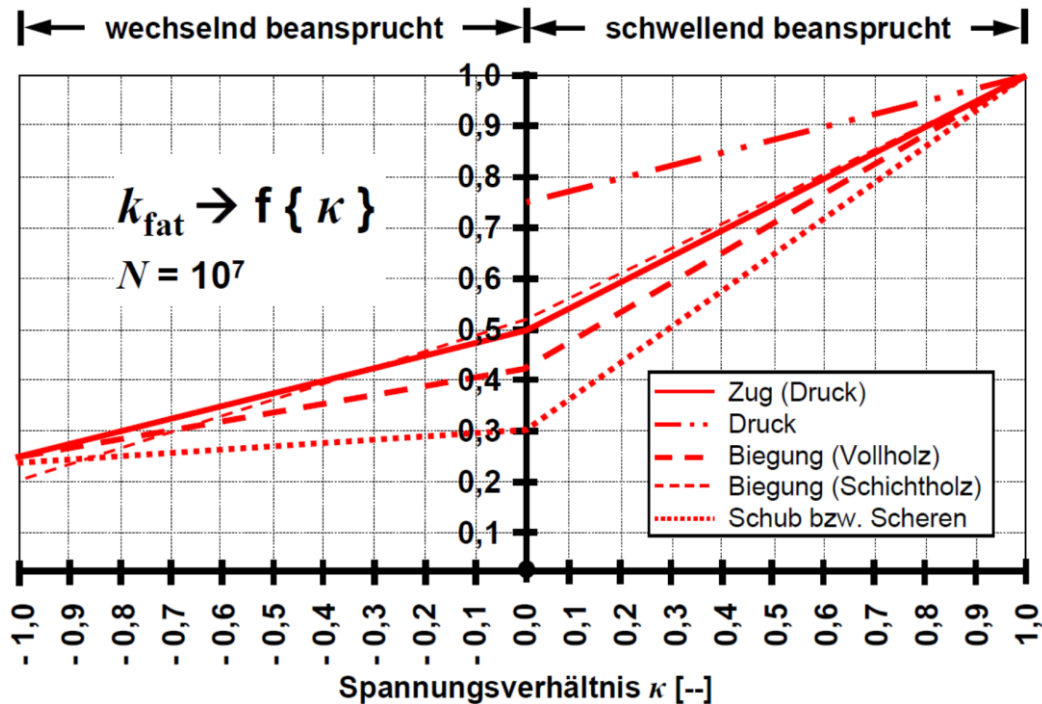


Abbildung 3-8: Skalierung der k_{fat} -Werte bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen ([38] zitiert aus [40])

3-1.4.3 Nachweise und Normengrundlage

Der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit im Holzbau ist in der EN 1995-2 – Anhang A [42] geregelt und muss geführt werden, sofern κ aus nachfolgender Gleichung größer ist als die in Tabelle 3-2 angegebenen Werte:

$$\kappa = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{f_k \cdot \gamma_{m,fat}} \quad (3.2)$$

Dabei sind:

- $\sigma_{d,max}$ maximale Spannungsamplitude [N/mm²]
- $\sigma_{d,min}$ minimale Spannungsamplitude [N/mm²]
- f_k charakteristische Materialfestigkeit [N/mm²]
- $\gamma_{m,fat}$ Material Sicherheitsbeiwert für Ermüdung [-]

Tabelle 3-2: Grenzwerte für κ nach EN 1995-2 [42]

Beanspruchung bzw. Verbindungstyp		κ
Holzbauteile	beansprucht auf Druck parallel und rechtwinklig zur Faser	0,60
	beansprucht auf Biegung und Zug	0,20
	beansprucht auf Schub	0,15
Verbindung	mit Stabdübeln	0,40
	mit Nägeln	0,10
	mit anderen Verbindungsmitteln	0,15

Sofern erforderlich, wird der Nachweis über die maximale Bemessungsspannung geführt:

$$\sigma_{d,max} \leq f_{fat,d} \quad (3.3)$$

Als ermüdungswirksame Einwirkungen dürfen dabei im Vergleich zur ULS-Bemessung reduzierte Lasten verwendet werden, aus welchen die maximale und minimale Bemessungsspannung ausgelesen wird.

Da die Regelungen zu Ermüdung in [42] grundlegend für die Berechnung von Holzbrücken ausgelegt ist, beschränkt sich die Ermittlung der ermüdungswirksamen Einwirkungen auf den zu erwartenden täglichen Verkehr. In [44] wird daher vorgeschlagen, die Verkehrslasten um den quasiständigen Anteil der Last zu reduzieren:

$$q_{k,fat} = (1 - \psi_2) * q_k \quad (3.4)$$

Dabei ist:

ψ_2 Beiwert für quasiständige Lasten lt. EN 1990 [45] [-]

Im Falle des vorliegenden Projektes ist die Lastermittlung bereits durch die zuvor erwähnten Markov-Matrizen bzw. daraus ausgewertete ermüdungswirksame Lastkollektive gegeben, sodass dieser Schritt für die Berechnung des untersuchten Turmes nicht notwendig ist.

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich durch Multiplikation der charakteristischen Materialfestigkeit mit dem k_{fat} -Wert. Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{m,fat}$ darf gemäß [42] für Ermüdung 1,0 gesetzt werden.

$$f_{fat,d} = k_{fat} * \frac{f_k}{\gamma_{m,fat}} \quad (3.5)$$

Der Beiwert k_{fat} ergibt sich dabei aus der Anzahl der Belastungszyklen:

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a*(b-R)} * \log(\beta * N_{obs} * t_L) \geq 0 \quad (3.6)$$

mit: $N_{obs} = 365 * n_{adt} * \alpha \quad (3.7)$

Dabei sind (vgl. [44]):

R Spannungsverhältnis [-]

β Faktor zur Berücksichtigung der Schadensfolge ($\beta = 1,0$ ohne beträchtliche Konsequenzen bzw. 3,0 mit beträchtlichen Konsequenzen) [-]

t_L Lebensdauer des Tragwerks in Jahren

N_{obs} Anzahl der konstanten, jährlichen Spannungsspiele [-]

n_{adt} Anzahl der täglichen Lastwechsel im Jahresmittel [-]

α Prozentsatz der erwarteten maximalen Belastung [-]

Je nach Beanspruchung werden für die Beiwerte a und b folgende Werte eingesetzt:

Tabelle 3-3: Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung (vgl. [42])

	Beanspruchung bzw. Verbindungstyp	a	b
Holzbauteile	Druck parallel und rechtwinklig zur Faser	2,0	9,0
	Biegung und Zug	9,5	1,1
	Schub	6,7	1,3
Verbindungen	mit Dübel und Passbolzen mit $d \leq 12$ mm	6,0	2,0
	mit Nägeln	6,9	1,2

Der Nachweis im Eurocode 5 sieht keine veränderlichen Spannungsamplituden vor, sondern basiert auf der Annahme von gleichbleibenden Amplituden. Bei Schwingungsbelastung mit veränderlicher Amplitude darf ein Ermüdungsnachweis nach [42] auf Grundlage einer kumulativen linearen Schadenstheorie, wie es die Palmgren-Miner-Regel bietet, geführt werden.

Die Palmgren-Miner-Regel, welche sich im Stahlbau für den Ermüdungsnachweis etabliert hat, sieht vor, dass jedes Spannungsspiel eine Schädigung am Bauteil hervorruft und die Aufsummierung der einzelnen Schädigungen über die Lebensdauer des Bauwerks ein Schädigungsgrad von 1 ergibt. Der Nachweis wird durch Berechnung des Grades der Schädigung geführt und gilt als erfüllt, wenn die Summe der Schädigungen kleiner 100 % ergeben:

$$\text{Schädigung} = \sum_i \frac{n_i}{N(\gamma_f \cdot \gamma_m \cdot s_i)} \leq 1 \quad (3.8)$$

Dabei ist (vgl. [46]):

- n_iAnzahl der Ermüdungswechsel [-]
- s_iSpannungsniveau einschließlich Mittelwert- und Wechseleffekte [-]
- NAnzahl der Zyklen bis zum Ausfall als Funktion der Spannung [-]
- γ_iSicherheitsbeiwerte für Material und Lasten [-]

Beim Nachweis der Ermüdung nach Palmgren-Miner wird vorausgesetzt, dass der Verlauf der Schädigung linear erfolgt. Für die Nachweisführung nach Palmgren-Miner ist das Vorliegen von Wöhlerlinien für das nachzuweisende Material erforderlich. Nachfolgend wird die Anwendung der Palmgren-Miner-Regel dargestellt, indem durch Auftragen der Spannungskollektive unter einer Wöhlerlinie der Ermüdungsnachweis geführt werden kann:

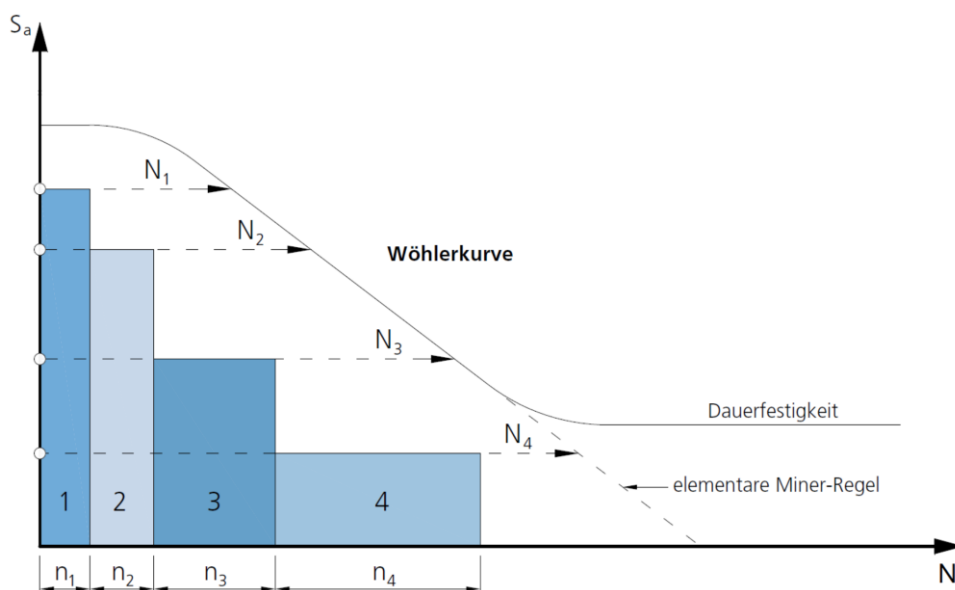


Abbildung 3-9: Anwendung der Palmgren-Miner-Regel (vgl. [44])

3-1.5 ERMÜDUNG IM STAHLBAU

Das Ermüdungsverhalten von Stahl erfolgt durch eine Erstrissbildung, Rissausbreitung bis hin zum Materialbruch als Folge der Überlastung des ungerissenen Restquerschnittes. Ermüdungsnachweise sind primär an sogenannten Kerbstellen zu führen, d.h. an klar definierten geometrischen Schwachstellen, von denen ausgegangen werden kann, dass sich dort Ermüdungsrisse ausbreiten. Sind Bauteile frei von Kerbstellen, erfolgt die Materialermüdung über Mikrorisse, welche von Fehlstellen im Material ausgehen.

In der EN 1993-1-9 [36] werden Ermüdungsnachweise für den Stahlbau beschrieben. Der größte Unterschied dabei im Vergleich zum Holzbau besteht darin, dass die Nachweise nicht rein auf Brücken ausgerichtet sind und dass für den Werkstoff Stahl aufgrund seines isotropen Materialverhaltens und des damit relativ einfachen Ermüdungsverhaltens die Wöhlerlinien in Abhängigkeit von Normal- und Schubbeanspruchung normativ verfügbar sind.

Das Nachweisformat im Stahlbau wird im Rahmen dieser Arbeit nicht diskutiert und ist [36] zu entnehmen.

3-1.6 ANWENDBARKEIT FÜR GEGEBENES PROJEKT

Bei der Berechnung der im Rahmen der vorliegenden Arbeit betrachteten Windkraftanlage ergibt sich für den Ermüdungsnachweis das Problem, dass in den Richtlinien für Windkraftanlagen (siehe Abschnitt 3-4.1) beschriebene Nachweise nur auf die Werkstoffe Stahl und Beton ausgerichtet sind. Der Ermüdungsnachweis der Holzbauteile kann zwar nach EN 1995-2 [42] geführt werden, allerdings ist das Nachweisformat darin auf den Holzbrückenbau ausgelegt und muss ggf. adaptiert werden. Für einen Nachweis nach Palmgren-Miner ist der Einsatz von Wöhlerlinien erforderlich. Diese können [40] bzw. [38] entnommen werden.

Die ermüdungswirksamen Lasten können wie in Abschnitt 3-1.3 beschrieben, aus den Ergebnissen der dynamischen Simulation der Einwirkungen ausgelesen werden, wobei zu beachten ist, dass die daraus resultierenden Lastkollektive für den in der Simulation verwendeten Ersatzstab gelten. Zur Betrachtung der einzelnen Bauteile ist es erforderlich, die gegebenen Lastkollektive auf die Fachwerkstäbe umzurechnen.

3-2 SCHWINGUNGEN

Wie bereits in 2-2.3 erwähnt, ist für Turmhöhen über 80 m davon auszugehen, dass bei Anlagen in herkömmlicher Stahlbauweise die Begrenzung der Eigenfrequenz für die Bemessung maßgebend ist. Windkraftanlagen sind grundsätzlich schwingungsanfällige Bauwerke, welche auf Grund der bewegten Bauteile (Rotor + Rotorblätter) angeregt und in Schwingung versetzt werden können. Es ist möglich, dass entweder nur die Rotorblätter, nur der Turm (bzw. Teile des Turmes bei Gittertürme), oder die gesamte Anlage zu schwingen beginnt.

Schwingungen an der Windkraftanlage bzw. der einzelnen Komponenten der Struktur sind solange unproblematisch, solange die Erregerfrequenz nicht in der Nähe der Bauteil-Eigenfrequenzen befindet. Die Reaktion der Bauteile auf anregende Schwingungen ist abhängig von der Frequenz des Erregers und wird vor allem bei gering gedämpften Systemen bzw. Systemen mit niedrigen Eigenfrequenzen problematisch (vgl. [20]). In Eigenfrequenz angeregte Bauteile können in Resonanz versetzt werden, wodurch es in weiterer Folge zu einer Beschädigung der Anlage oder dem Versagen des Tragwerks kommen kann, wie es im November 1941 beim Einsturz der Tacoma Narrows Bridge der Fall war. Die einzelnen Eigenfrequenzen werden über eine Modalanalyse bestimmt, sodass das Tragwerk auf die Betriebsfrequenzen des Rotors abgestimmt und eine Resonanz ausgeschlossen werden kann.

Für Türme von Windkraftanlagen ergeben sich folgende Möglichkeiten der Schwingungsformen:

- Biegeschwingungen in Windrichtung
- Biegeschwingungen quer zur Windrichtung
- Torsionsschwingungen

Die Biegeeigenfrequenzen sind für Rohr- und Fachwerktürme maßgebend. Eine Anregung ist lt. [5] in langsamen, tiefen Eigenfrequenzen am wahrscheinlichsten und nimmt mit höheren Frequenzen ab. Die ersten beiden Biegeeigenfrequenzen des Turmes äußern sich als Schwanken des Turmes in Rotorlängs- und Querrichtung (vgl. [47]).

Biegeschwingungen quer zur Windrichtung ergeben sich durch periodisches Ablösen von Windwirbel an den äußersten Bauwerkskanten (Schnittlinie zwischen Luv und Lee). Dafür anfällig sind schlanke Türme mit geringen Steifigkeiten, schwacher Dämpfung, sowie Querschnitten, an denen zwei vertikale, symmetrische Ablöselinien des Windes möglich sind (vgl. [20]).

Je nach Konstruktionsform des Turmes sind Torsionsschwingungen bzw. Torsionseigenfrequenzen zu betrachten. Dies gilt vor allem für Gittertürme, da deren Torsionssteifigkeit geringer ist als jene von Rohrtürmen.

Die Schwingungsanfälligkeit des Turmes ist neben dem Betrieb auch im Bauzustand ein Thema, das nicht vernachlässigt werden darf. Durch die fehlende Masse am Turmkopf wird das Tragwerk nur wenig gedämpft, sodass durch die Böeneinwirkung des Windes Schwingungen angeregt werden können (vgl. [19]).

Bei Anlagen der ersten Generation, wo sich der Rotor nicht dem Wind nachdrehen konnte kam es bei verkehrter Windanströmung zu einem weiteren Schwingungseffekt. Durch die Anströmung des Rotors über die Rückseite der Anlage ergab sich der sogenannte „Turmschatteneffekt“, welchen jedes Rotorblatt beim Durchlaufen des Windschattens des Turmes ausgesetzt war. Um diesen zusätzlichen Lastwechsel bzw. die Erregerquelle auszuschalten, werden Windräder heute immer dem Wind nachgeführt.

3-2.1 EIGENFREQUENZ

Maßgebende Schwingungszustände sind – analog zu den in Abschnitt 3-1.2 beschriebenen Lasten – die Anregung der Anlage durch die Unwucht eines Rotorblattes („1P-Anregung“ bzw. Rotorfrequenz) oder die Anregung durch alle Rotorblätter („3P-Anregung“). Die 1P-Anregung kann aufgrund eines vereisten Rotorblattes, einer falschen Blattstellung oder eines beschädigten Blattes auftreten. Die 3P-Anregung entsteht durch die Wechselwirkung zwischen dem Turm und dem Rotor. Sie ist abhängig von der Anzahl der Rotorblätter und davon, wie oft ein Rotorblatt senkrecht nach unten bzw. parallel zur Turmachse steht. Bei den drei Blättern der Standard-Windkraftanlage ist die 3P-Frequenz demnach die dreifache 1P-Frequenz. Es sind auch Schwingungen im 2P, 4P oder 5P-Bereich möglich, allerdings für die Konstruktion von Windkraftanlagen nur dann maßgebend, wenn der Rotor nicht wie im Standardfall drei Rotorblätter aufweist (vgl. [47]).

Das Campbell-Diagramm bietet eine einfache Möglichkeit, den Frequenzbereich für Eigenfrequenzen des Turmes abzugrenzen (vgl. [5]). Es werden die Abhängigkeiten zwischen Drehzahl und Frequenz der Anlage bei 1P- und 3P-Anregung als Geraden aufgetragen, wobei an der horizontalen Achse die Umdrehungen je Minute angegeben werden und an der vertikalen Achse die zugehörigen Frequenzen in Hertz. Zu den beiden Linien werden nun weitere Linien im Abstand von 5 % der Frequenzen der 1P- und 3P-Geraden eingetragen (siehe Abbildung 3-10).

Durch das Eintragen der maximalen und minimalen Umdrehungszahl und der Rotorfrequenzen im Betrieb der Anlage lässt sich erkennen, ob es einen Betriebszustand gibt, in dem es zu einer Resonanz kommen kann. Kritisch sind Kreuzungspunkte zwischen Erregerfrequenz und Eigenfrequenz (Schnittpunkte Rotorfrequenz-Linien mit den 1P- bzw. 3P-Linien). Die Umdrehungszahlen der Anlage in Betrieb werden bei der Auslegung des Rotors berücksichtigt und bestimmen die Betriebszustände, bei welchen die Stromproduktion möglich ist. Sie müssen seitens des Anlagenherstellers bekannt gegeben werden.

Nachdem die Anlage beim Einschaltvorgang bzw. Abschaltvorgang auch niedere Frequenzen durchläuft, dürfen auch Schnittpunkte links des Betriebsbereiches nicht vernachlässigt werden. Diese Resonanzen außerhalb des Betriebsbereiches werden allerdings lediglich durchfahren und sind nicht Dauerzustand im Betrieb.

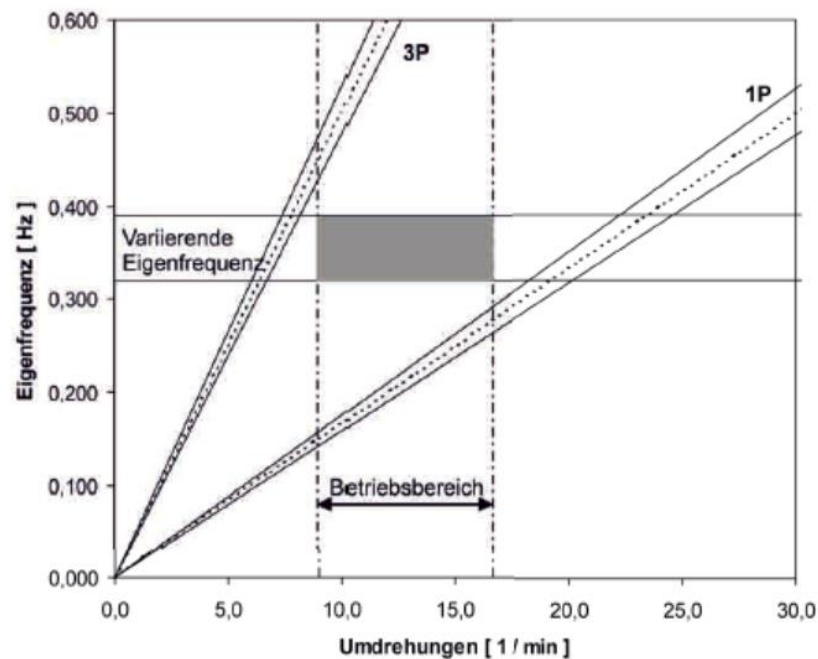


Abbildung 3-10: Ausgefülltes Campbell-Diagramm [5]

Die Auslegung des Turmes gegen Schwingungen kann auf drei verschiedenen Konzepten erfolgen:

Stiff-stiff:

Man spricht von einem steifen Turm, wenn sich die unterste Eigenfrequenz über der 3P-Linie im Betriebsbereich liegt. Dies bedeutet, dass der Turm eine hohe erste Eigenfrequenz aufweist und die Konstruktion bei großen Turmhöhen aufwändig in der Herstellung ist. Beim Ein- und Abschalten der Anlage wird keine der beiden Erregerfrequenzen geschnitten.

Soft-stiff:

Wenn sich die unterste Eigenfrequenz zwischen der 1P- und 3P-Linie befindet (siehe Beispiel in Abbildung 3-10), ist der Turm als weiche Konstruktion ausgelegt. Beim Ein- und Abschaltvorgang wird die 3P-Linie geschnitten, sodass es bei Start bzw. Stop zu einem kritischen Betriebszustand kommt.

Soft-soft:

Bei hohen Türmen befindet sich die Eigenfrequenz oft unter der 1P-Linie, sodass man von einem doppelt weichen Turm spricht. Daraus ergeben sich zwei kritische Betriebszustände je Anlagenstart- bzw. -stop.

Je nach Turmhöhe sind verschiedene Turmsteifigkeiten realisierbar, wobei generell Fachwerktürme und Türme aus Beton eine höhere Turmsteifigkeit als Rohrtürme aus Stahl aufweisen. Im Betriebsbereich der Anlage sollte es generell zu keiner Resonanz kommen, das „Durchfahren“ von kritischen Frequenzbereichen kann bei weicheren Systemen nicht vermieden werden und muss mittels Sensoren am Turm überwacht werden damit, falls erforderlich, bei einer stärkeren Resonanz des Systems eingegriffen werden kann (vgl. [47]).

Nach [20] kann die Schwingungsanfälligkeit von Anlagen bzw. Einzelbauteilen überschlagsmäßig ausgeschlossen werden, wenn die niedrigste Eigenfrequenz des Gesamtbauwerks deutlich unter einem Hertz liegt bzw. die niedrigste Eigenfrequenz von kleinen Einzelbauteilen über 5 Hertz liegt.

Nachdem Holz im Vergleich zu Stahl eine um den Faktor 10 [24] höhere Materialdämpfung aufweist, ergeben sich folgende Änderungen im Vergleich zu ähnlich hohen Stahlkonstruktionen:

- Es ergeben sich niedrigere Auslenkungen des Turmes bei Erregung im Bereich der Eigenfrequenz
- Die Schädigungen des Turms durch dynamische Belastungen sind geringer [24]
- Die auftretenden Extremlasten sind geringer [24]

In nachfolgendem Abschnitt wird auf das Dämpfungsverhalten von Türmen näher eingegangen.

3-2.2 DÄMPFUNGSVERHALTEN

Holz weist im Vergleich zu Stahl oder Beton eine deutlich höhere Materialdämpfung auf. Dies ist von der Art der Einwirkung (Zug/Druck oder Torsion) abhängig; die Höhe der Beanspruchung spielt im Gegensatz dazu keine Rolle (vgl. [48]). Holz verfügt hinsichtlich seines Dämpfungsverhaltens über ein günstiges Verhältnis zwischen Masse und Festigkeit. Dies wirkt sich auf den materialabhängigen Dämpfungsgrad ξ aus, welche in [49] mit folgenden Werten angegeben wird (zitiert aus dem Beton-Kalender 1978 [50]):

Tabelle 3-4: *Materialdämpfungszahlen, (entnommen aus [49])*

Material	Dämpfungsgrad ξ im elastischen Bereich	Dämpfungsgrad ξ im elasto-plastischen Bereich
Stahlbeton	1,0 - 2,0 %	7 %
Spannbeton	0,8 %	5 %
Stahl, verschraubt	1,0 %	7 %
Stahl, verschweißt	0,4 %	4 %
Holz	1,0 – 3,0 %	-
Mauerwerk	1,0 – 2,0 %	7,0 %

In Tabelle 3-4 ist erkennbar, dass Holz im Vergleich zu Stahl einen 2,5- bis 7,5-fach höheren Dämpfungsgrad im elastischen Bereich aufweist. Für Holz wird in Tabelle 3-4 nur eine Dämpfungszahl für elastisches Werkstoffverhalten angegeben, da plastische Tragreserven nur bei auf Druck beanspruchten Bauteilen vorhanden sind. Bei Beanspruchungen auf Zug ergibt sich ein sprödes Materialverhalten (vgl. [51]).

In der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen [52] wird die gesamte Bauwerksdämpfung von Windkraftanlagen als Summe der Strukturdämpfung und der aerodynamischen Dämpfung definiert. Dabei darf die aerodynamische Dämpfung mit $\delta_a = 0,05$ angenommen werden, sowie für Stahltürme eine Strukturdämpfung von $\delta_s = 0,015$. Es wird jedoch leider nicht explizit erwähnt, ob es sich dabei um Werte für Stahlrohrtürme handelt. Laut [20] weisen Gittertürme ein besseres Dämpfungsverhalten auf als Rohrtürme.

Werte für die Strukturdämpfung von Holzkonstruktionen werden in der DIBT-Richtlinie [52] nicht erwähnt. Hinsichtlich Hybridtürme werden genauere Überlegungen unter Einbeziehung der Geometrie, der Materialien und der Eigenformen gefordert.

PETERSEN gibt in [45] Dämpfungszahlen in Abhängigkeit von Material, Konstruktion und Gründung an, wodurch sich auf das Dämpfungsverhalten des gesamten Tragwerks schließen lässt. Die gesamte Dämpfung wird dabei wie folgt berechnet:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \tag{3.9}$$

Dabei sind:

- δ_1 Wert der Materialdämpfung [-]
- δ_2 Wert der Konstruktionsdämpfung [-]
- δ_3 Wert der Gründungsdämpfung [-]

Wie in Abbildung 3-11 ersichtlich, kann für das Material ein Dämpfungswert von $\delta_1 = 0,045$ (Holz) angenommen werden, die Lagerung auf einer Betonkonstruktion mit $\delta_3 = 0,005$. Für die Konstruktion muss

ein Kompromiss eingegangen werden, da keine Werte für Holztürme angegeben sind. Es wird ein Mischwert von $\delta_2 = 0,025$ angesetzt, sodass die Gesamtdämpfung

$$\delta = 0,045 + 0,025 + 0,005 = 0,075 \quad (3.10)$$

beträgt. Bei einer Umrechnung mit

$$\xi = \frac{\delta}{2 \cdot \pi} \quad (3.11)$$

ergibt sich ein Dämpfungsgrad von 1,2 %.

δ_1	Stahl	0,005	δ_2	Fußgänger- und Rohrleitungsbrücke als Hängesteg	0,010
	Aluminium	0,015		Schrägeilbrücke (Stahl)	0,030
	Bauholz (Laubholz)	0,035		Hängebrücke (Stahl)	0,025
	(Nadelholz)	0,045		Bauholz	
	Kunststoff GFK	0,040		Hochbau- und Brückenkonstruktionen	
	Stahlbeton (Zustand I)	0,025		Leimbauweise	0,020
	(Zustand II)	0,045		Dübel-, Bolzen-, Nagelbauweise	0,040
	Spannbeton	0,025		Stahl- und Spannbeton	
	Leichtbeton	0,040		Hochbaukonstruktionen	
	Natur- und Kunststein	0,050		Scheiben- und Kastenbauweise ohne Ausbau	0,020
				Scheiben- und Kastenbauweise mit Ausbau	0,035
	δ_2	Stahl			Rahmenbauweise ohne Ausbau
Hochbaukonstruktion			Rahmenbauweise mit Ausbau	0,040	
ohne Ausbau, geschweißt, GV		0,015	Brückenkonstruktionen	0,020	
ohne Ausbau, SL		0,020	Schornsteine und turmartige Bauwerke		
mit Ausbau		0,040	ohne Ausbau	0,010	
Schornsteine aus Stahl, ohne Abspannung			mit Ausbau	0,015	
ohne Ausbau, geschweißt, GV		0,002			
ohne Ausbau, SL		0,005	δ_3	Lagerung in Gelenken, auf Rollen und PTFE-Lagern	0,005
mit Ausbau, Rauchrohr und Isolierung		0,020	auf Gleit- und Verformungslagern	0,015	
mit Ausbau, Ausmauerung		0,035	Einspannung von Rahmentragwerken	0,010	
Turm- und Antennentragwerke, ohne Abspannung			Einspannung von frei auskragenden Konstruktionen		
ohne Ausbau, geschweißt, GV		0,007	auf Stahlkonstr. (auch auf abgespannten Masten)	0,010	
ohne Ausbau, SL		0,010	auf Betonskonstr.	0,005	
mit Einbauten		0,015	auf Fundamenten		
abgespannte Schornsteine und Maste		0,040	Fels	0,005	
Brückenkonstruktionen aus Stahl			Kies	0,008	
Fußgänger- und Straßenbrücken			Sand	0,010	
Fahrbahnplatte Stahl und Asphalt		0,030	Pfahlrost	0,015	
Fahrbahnplatte Beton		0,040			
Fahrbahnplatte Holz		0,050			
Eisenbahnbrücken aus Stahl					
offene Bauweise	0,035				
geschlossene Bauweise ohne Schotterbett	0,030				
geschlossene Bauweise mit Schotterbett	0,050				

Abbildung 3-11: Dämpfungszahlen für Material, Konstruktion und Gründung [53](Zitiert aus [54])

Neben den materialspezifischen Dämpfungswerten gilt es auch zu berücksichtigen, dass sich die Bauwerksdämpfung durch Relativverschiebungen in Anschlüssen massiv erhöht. Dementsprechend können bei ausgeprägten Hystereseverhalten von Holztragwerken, d.h. bei Umsetzung von Formänderungsenergie in innere Reibung, Dämpfungsgrade von 8 – 10 % entstehen (vgl. [49]). Nachdem im vorliegenden Projekt möglichst starre Verbindungen eingesetzt werden, ist dieser Wert allerdings als zu hoch einzustufen.

Die bereits erwähnte, hohe Dämpfung von Holztragwerken im Gegensatz zu Tragwerken aus anderen Werkstoffen kann anhand einer Ausschwingkurve des Schwingungsverhaltens des „TimberTowers“ nach einem Notstop im Vergleich zu einer herkömmlichen Windkraftanlage verdeutlicht werden. Bei der Ausschwingkurve des Holzturmes lässt sich erkennen, dass die Schwingungsamplituden deutlich schneller abnehmen als bei jener des Stahlturmes:



Abbildung 3-12: Schwingungsverhalten eines Stahlturmes [55]



Abbildung 3-13: Ausschwingverhalten eines Holzturmes (Anhand des TimberTowers) [55]

3-2.3 STEUERMÖGLICHKEITEN DES SCHWINGVERHALTENS

Um das Schwingverhalten zu beeinflussen, können an den Faktoren Masse, Feder oder Dämpfung Veränderungen wie folgt vorgenommen werden:

- Abhängig von der Masse bzw. der Lage des Schwerpunktes wird der Turm in Schwingung versetzt. Je mehr Masse vorhanden ist, desto mehr Masse kann bei Schwingungen angeregt bzw. aktiviert werden. Es wird allerdings mehr Energie benötigt, um Schwingungen entstehen zu lassen, sodass mehr Masse sich positiv auf das Schwingungsverhalten auswirkt.
- Die Federkonstante ist abhängig von der Bauwerkssteifigkeit und kann über die jeweiligen Biege- bzw. Torsionssteifigkeiten angepasst werden. Sie ist maßgebend für die maximale Auslenkung, die das Tragwerk erfährt. Prinzipiell gilt die Regel, je steifer eine Konstruktion ist, desto weniger Schwingungen sind zu erwarten (vgl. [4]).
- Die Eigenfrequenz des Turmes kann durch die Steifigkeit der Verbindungsmittel der Fachwerkknoten beeinflusst werden.

- Wie oben erwähnt, ist die Dämpfung eine Funktion aus Material, Konstruktion und Gründung. Durch sie wird das Abklingverhalten eines schwingenden Turmes festgelegt.
- Die Reduktion der Schwingungen kann auch durch Optimierung der aerodynamischen Form des Tragwerks passieren. (Veränderung der Windangriffsfläche)
- Wenn notwendig, ist es möglich, auf sekundäre Maßnahmen wie Schwingungstilger, dynamische Schwingungsdämpfer bzw. Flüssigkeits- oder Flüssigkeitssäulendämpfer zurückzugreifen (vgl. [20])

3-3 HOLZSCHUTZ

So wie für frei bewitterten Stahl der Korrosionsschutz unabdingbar ist, so ist ebenfalls für frei bewittertes Holz der Schutz vor Wind und Wetter eine erhebliche Maßnahme zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit der Konstruktion. Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, ist dies auch in der Bauteilbemessung wichtig, um höhere Designwerte der Festigkeiten für die Holzbauteile ansetzen zu können. Die angestrebte Nutzungsklasse 2 ist in der DIN EN 1995-1-1 [35] folgendermaßen definiert:

„Sie ist gekennzeichnet durch einen Feuchtegehalt in den Baustoffen, der einer Temperatur von 20° C und einer relativen Luftfeuchte der umgebenden Luft entspricht, die nur für einige Wochen je Jahr einen Wert von 85 % übersteigt.“– Bei höheren Feuchtigkeitswerten kann von der NK 3 ausgegangen werden; wenn die relative Luftfeuchte der Umgebung den Wert von 65% nur selten übersteigt gilt NK 1.

Um Nutzungsklasse 2 zu erreichen, muss das Tragwerk vor direkten Umwelteinflüssen (Regen, Schnee) geschützt werden und über eine ausreichende Luftumspülung verfügen, sodass etwaige vorhandenes Wasser bzw. Feuchtigkeit aus dem Turm abtrocknen kann.

Die effektivste Art und Weise das Tragwerk zu schützen bietet die großflächige Bespannung mit wasserundurchlässigen Materialien wie Folien, Bautextilien oder Netze. Diese können in Bahnen auf den Eckstielen montiert und an den Rändern miteinander verschweißt werden. Solange es zu keiner Beschädigung der Folien kommt, bietet eine solche Umhüllung vollständigen Schutz gegen Einwirkungen von außen.

Bei Einsatz einer dichten Hülle um den Turm entsteht der Nachteil, dass mehr Windangriffsfläche vorhanden ist als bei einem Fachwerkturm ohne Verkleidung. Dadurch entstehen mehr Windlasten auf den Turm. Optimal wäre es, einen Werkstoff zu finden, der bei vollständiger Dichtheit gegen Niederschlag zumindest teilweise winddurchlässig ist. Ein weiteres Problem stellt die Entstehung eines Kamineffektes, im Falle eines am Turmfuß und -Kopf offenen Turmes, dar.

Zu beachten ist, dass Umhüllungen der Turmkonstruktion aus Kunststoff nicht durch UV-Einstrahlung beschädigt oder abgebaut werden. Ferner muss die Bespannung durchschlagsicher (gegen Hagel bzw. Vogelschlag), sowie temperatur- und wasserbeständig sein, sodass weder Schnee bzw. Eis, noch Kälte das Material spröde werden lassen kann.

Die Oberflächen der Holzbauteile selbst können durch Imprägnierungen, Anstriche o.ä. Holzschutzmittel geschützt werden. So können beispielsweise Schädigungen durch Insektenbefall vermieden werden.

Für den vorliegenden Hybridturm muss neben den Schutzmaßnahmen des Holzes auch auf den Schutz der Stahlbauteile gegen Witterungseinflüsse gewährleistet werden. Dies kann beispielsweise durch Schutzanstriche oder Verzinken geschehen.

3-4 KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG

3-4.1 ANWENDBARE REGELWERKE

In der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen [52] sind Windkraftanlagen vom Turmkopfflansch abwärts als Bauwerk definiert. Für diesen Bereich der Anlage gelten neben den Bestimmungen aus den Eurocodes noch weitere Regelungen für die Auslegung (vgl. [5]). Diese betreffen u.a. die Bestimmung der Lasten auf Windkraftanlagen, deren Einwirkungskombinationen und die Berechnungsmethoden.

3-4.1.1 Internationale Ebene

Die Internationale Elektrotechnische Kommission (IEC) veröffentlicht mit der EN 61400 [56] eine mehrteilige Norm zu Windenergieanlagen, welche als Europäische Norm in den einzelnen Ländern zur Gänze oder teilweise anerkannt wird.

Die EN 61400 besteht aus 24 Dokumenten (Stand 23.03.2017), wobei für die Auslegung des Turmes nur der Teil 1 (Auslegungsanforderungen) relevant ist. Es werden darin Grundkonzepte zur Bemessung und Ausstattung einer Windkraftanlage erläutert und zu untersuchende Lasten bzw. deren Überlagerung zu Bemessungslastfällen (DLC – Design Load Cases) definiert. Zur Lastermittlung wird teilweise auf weitere Normen (z.B. EN 1991, etc.) verwiesen.

3-4.1.2 Nationale Ebene – Österreich u. Deutschland

Sowohl in Österreich als auch in Deutschland wurde die oben beschriebene EN 61400 auf nationaler Ebene als ÖNORM bzw. DIN übernommen. Wie für internationale Normen üblich gibt es länderspezifische Änderungen, die im Falle der ÖVE/ÖNORM EN 61400 [46] bzw. der DIN EN 61400 [56] in nationalen Vorworten am Anfang des Dokumentes vermerkt sind.

In Deutschland wurde zusätzlich zu der IEC-Norm die „Richtlinie für Windenergieanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung“ [52] herausgegeben. Diese Richtlinie beschreibt ähnlich wie die IEC-Norm die Vorgehensweise bei der Lastermittlung und -kombination, sowie erforderliche Nachweise für Turm und Gründung von Windenergieanlagen. Es wird darin zugelassen, die Windlasten nach den Regeln der EN 61400-1 unter Berücksichtigung der darin festgelegten Windklassen zu ermitteln, oder aber nach den in Deutschland üblichen und im nationalen Anhang der DIN EN 1991-4 [57] festgelegten Windzonen vorzugehen. Die Richtlinie der DIBt kann als eine Art Erweiterung bzw. Anpassung der Regelungen des IEC gesehen werden.

Die vom Germanischen Lloyd herausgegebene „Richtlinie für die Zertifizierung von Windenergieanlagen“ [58] ist ein weiterer Standard bzw. Regelwerk für Windenergieanlagen. Die Richtlinie ist als Roter Faden bzw. „Guideline“ für die Zertifizierung und Zulassung von Windkraftanlagen anzusehen. Darin enthalten sind Vorgaben, nach welchen eine Typenzertifizierung einer Windkraftanlage erfolgt. Die Zertifizierung ist erforderlich für die Genehmigung, der Errichtung und dem Betrieb der Anlage. Die Richtlinie bezieht sich nicht nur ausschließlich auf Deutschland, sondern beschreibt auch Vorgehensweisen in anderen Ländern, sodass sie auch als internationale Richtlinie angesehen werden kann. Ähnliche Richtlinien wurden beispielsweise von Det Norske Veritas (ehem. Klassifizierungsgesellschaft in Dänemark) veröffentlicht.

3-4.2 PLANUNG U. ÜBERWACHUNG

Für die Planung von Bauwerken, welche höhere Sicherheitsanforderungen gewährleisten müssen, gibt es in nationalen Vorschriften (beispielsweise die OIB-Richtlinie 1 in Österreich), sowie in den Eurocodes die Forderung nach Prüfsachverständigen. Für Windkraftanlagen, welche sowohl eine hohe Standsicherheit aufweisen müssen, als auch aus maschinen- und elektrotechnischer Sicht eine komplexe Anlage darstellt, gibt es diese Überwachung sowohl in der Planung, als auch während des Betriebes im Rahmen von wiederkehrenden Prüfungen.

Vor und während des Betriebes einer Windkraftanlage muss die Anlage einen Zertifizierungsprozess durchlaufen, in welchem angefangen von der Konstruktion bis zur Inbetriebnahme alle Schritte der Planung überprüft und dokumentiert werden. Teil dieser Dokumentation ist auch die Typenprüfung der Anlage, welche die von Sachverständigen geprüften Lastannahmen beinhaltet. Auf Basis der Typenprüfung erfolgt in der Regel die Baugenehmigung. Turm und Gründung müssen von Prüfsachverständigen geprüft werden (vgl. „Zertifizierung von Windenergieanlagen“ [59]).

Für die Serienfertigung von Windkraftanlagen wird die Anlage einer Typenprüfung unterzogen, womit eine Zulassung der Anlage erwirkt wird, welche bei der Zertifizierung vorzuweisen ist. (vgl. [19]).

Für allgemeine Turmbauwerke aus Stahl sind in der EN 1993-3-1 [60] drei Zuverlässigkeitsklassen angegeben, in welche Turmbauwerke einzuteilen sind. Klasse 1 trifft dabei für Bauwerke auf offenem, unbewohntem Gelände mit geringen Versagensfolgen zu; unter Klasse 3 fallen Bauwerke, deren Versagen einerseits eine große Gefährdung für Menschen darstellt oder deren Ausfall andere bedeutende Funktionen für die Öffentlichkeit stört. Alle weiteren Bauwerke fallen in Klasse 2. Laut DIBt-Richtlinie trifft dies auch auf Türme für Windkraftanlagen zu (vgl. [27]).

Kriterien für die Überwachung der Planung sind in Deutschland als „Empfehlungen für die Bauüberwachung von Windenergieanlagen“ vom Bau-Überwachungsverein e.V. [61] festgelegt. Darin enthalten sind Checklisten zur Kontrolle aller bautechnischen Planungsunterlagen, sowie zur Durchführung von wiederkehrenden Prüfungen, welche für Windkraftanlagen im Intervall von 5 Jahren vorgeschrieben sind (vgl. [58]).

Die eigentliche Zertifizierung der Anlagen erfolgt nach den Regeln internationaler Klassifizierungsgesellschaften, wie beispielsweise den Germanischen Lloyd in Deutschland, dem ehemaligen Det Norske Veritas in Dänemark (mittlerweile sind beide Gesellschaften vereint zur DNV GL-Group) oder dem TÜV. Alle genannten sind Herausgeber von Richtlinien, in welchen die notwendigen Kriterien zur Erteilung und Erhalt der Anlagenzertifizierung festgelegt sind. In [4] werden einige Richtlinien von mehreren Gesellschaften verglichen, wobei generell erwähnt wird, dass sich alle Dokumente an der internationalen Norm EN 61400-1 [46] bzw. [56] orientieren. Um den jeweiligen zusätzlichen nationalen Anforderungen zu entsprechen, definiert die Richtlinie des Germanischen Lloyds in Anhängen zusätzliche Kriterien ähnlich den nationalen Anhängen der Eurocodes.

20 Jahre nach Betriebsstart einer Windkraftanlage hat diese theoretisch ihre maximale Lebensdauer erreicht und verliert damit ihre Betriebszulassung. Eine weitere Richtlinie des Germanischen Lloyds zum Weiterbetrieb solcher Anlagen [62] reguliert eine Prüfung für eben diesen, sofern der Zustand der Anlage dies zulässt. Nachdem die in der Konstruktion von Windkraftanlagen die 20-jährige Lebensdauer als Betriebszeit angesehen wird, kann die wahre Lebensdauer solcher Anlagen durch Berücksichtigung von Stillstandszeiten bzw. überdimensionierter Bauteile meist um einige Jahre verlängert werden.

Abschließend sollte in Tabelle 3-5 eine Übersicht der vorher beschriebenen Normen und Richtlinien gegeben werden.

Tabelle 3-5: Überblick über Normen und Richtlinien

	Titel	Herausgeber	Anmerkung
EN 61400-1	Windenergieanlagen, Teil 1: Auslegungsanforderungen	ÖNORM / DIN	Allgemeine Regelungen zur Lastermittlung und Auslegung
DIBt-Richtlinie	Richtlinie für Windkraftanlagen	Deutsches Institut für Bautechnik	Ergänzende Regeln bzw. Änderungen der Bestimmungen der EN 61400-1
EN 1990 – EN 1999	Eurocodes	Nationale Normungsinstitute	Grundlagen für die Berechnung von Tragwerke
--	Richtlinie für die Zertifizierung von Windkraftanlagen	Germanischer Lloyd	Anforderungen für die Zertifizierung von Windkraftanlagen

KAPITEL 4: RAHMENBEDINGUNGEN

4-1 VERWENDETE TURMGOMETRIE

Für die Turmgeometrie, welche im weiteren Projektverlauf berechnet wird, wurden folgende Parameter gewählt:

Turmhöhe:

Turmhöhe gesamt (=Nabenhöhe) =	140 m
Stahlrohr =	64 m
Holzfachwerk =	76 m

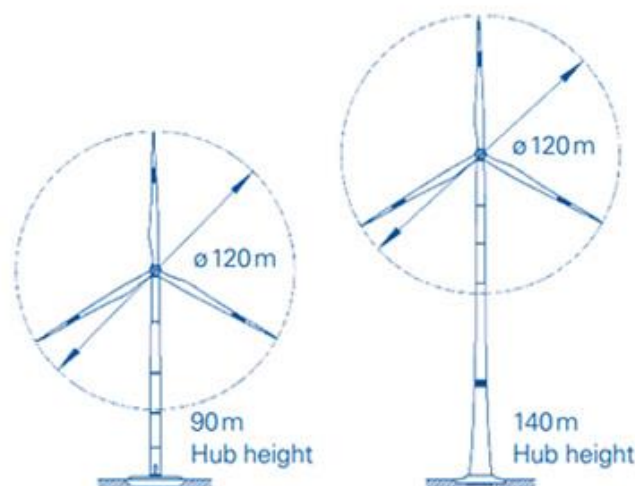
Holzschutz:

Einhüllung des Tragwerks mit
Kunststoffgewebe (LKW-Plane; winddicht)

Turbine:

VENSYS 120

Eigengewicht Turmkopf:	172 t
WEA-Klasse	2 lt. DIBt; 3a nach EN 6100-1
Auslegungszeitraum:	20 Jahre
Standort:	DE, Binnenland; nicht in Küstennähe



VENSYS 120

Abbildung 4-1: Systemskizze [63]

Die gewählte Turbine ist auf eine Nennleistung von drei Megawatt ausgelegt und laut Hersteller für eine Nabenhöhe von 140 m geeignet (vgl. [63]). Der Rotordurchmesser beträgt 120 m; die Anlage kann bei Windgeschwindigkeiten zwischen 3 und 22 m/s betrieben werden.

Eckstiele:

Anzahl:	8 Stück
Material:	GL32h
Stoßabstand:	18 m
Turmsockel:	3 m

Geometrie:

Durchmesser Boden:	18,5 m
Durchmesser Plattform:	7 m

Ausfachung:

Typ:	Diagonalenfachwerk
Material:	GL32h
Sektionshöhe:	6 m

Querschotte:

BSP – Platten	Hasslacher 5-s; $t_{CLT} = 200$ mm (Festigkeitsklasse der Brettware: C24)
Achsabstand der Platten:	18 m

Bei dem Turm im vorliegenden Projekt handelt es sich um einen Hybridturm, bei welchem zwei unterschiedliche Baumaterialien und zwei unterschiedliche Turmbauweisen miteinander verknüpft werden. Im unteren Turmbereich ist der Turmquerschnitt aufgrund des Gitterturms polygonal; der Rohrturm im oberen Bereich besitzt einen runden Querschnitt. Eine Herausforderung in der Modellierung ist der Adapter zwischen den genannten Turnteilen, in welchem die Lasten aus dem Stahlturm in die Eckstiele des Gitterturmes eingeleitet werden. Dieser Adapter wird als konisches Stahlrohr vorgesehen, welches mittig auf den Eckstielen lagert und die vertikalen (Druck-) Kräfte direkt über die Hirnholzpressung in die Eckstiele einleitet.

In Abbildung 4-2 wird der als Vorlage dieser Arbeit verwendete Turm der Firma Green Tower dargestellt. Die beschriebenen Turmabmessungen wurden grundlegend aus dieser Darstellung übernommen.

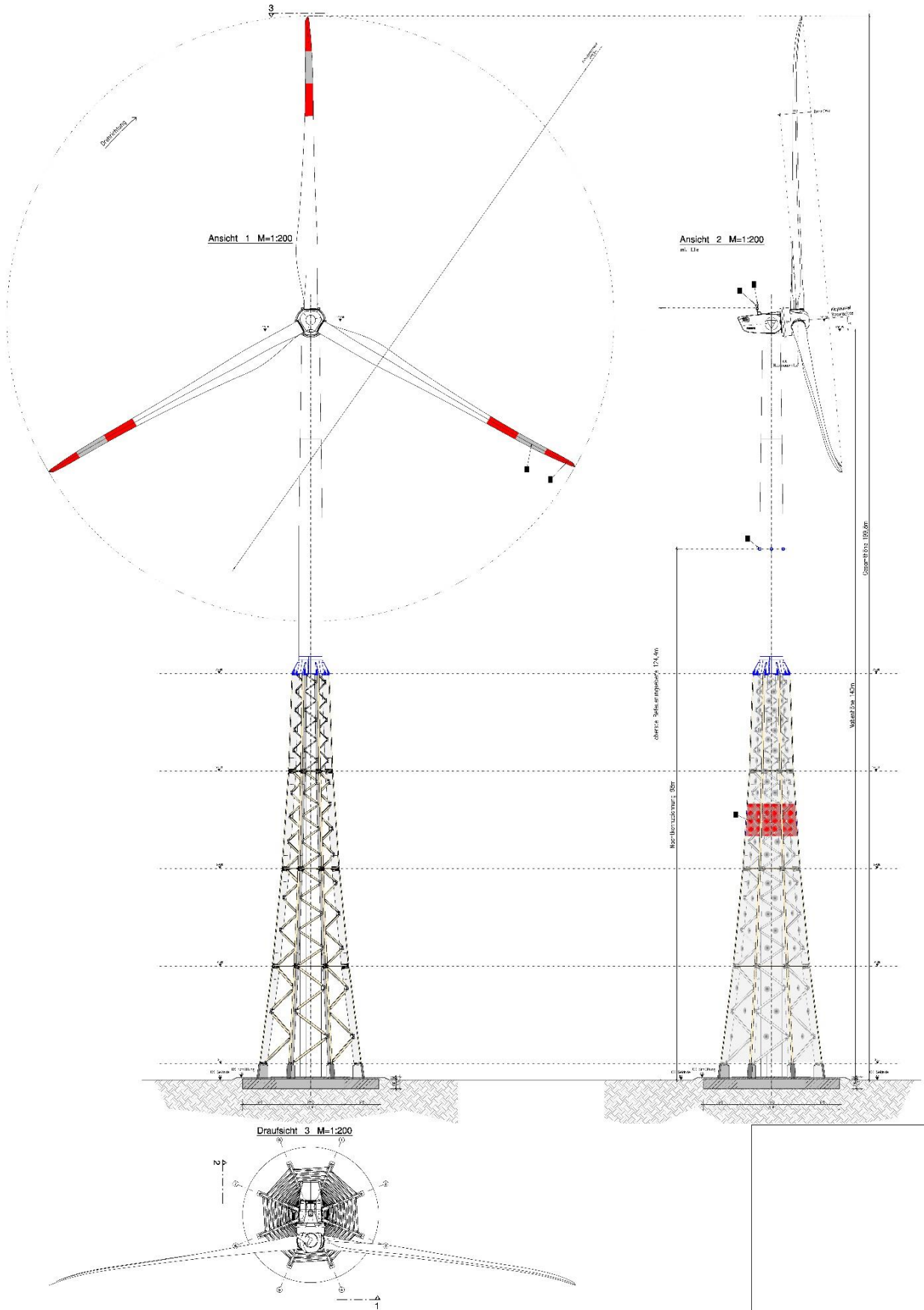


Abbildung 4-2: Planungsgrundlage (Projekt Fa. Green Tower)

4-2 ANGEWENDETE NORMEN U. RICHTLINIEN

In den nachfolgenden Unterkapiteln werden die in Abschnitt 7.4.1 der EN 61400-1 [64], sowie der DIBt-Richtlinie [52] erwähnten Einwirkungen näher beschrieben und für den untersuchten Holz-Hybridturm analysiert.

Für die Berechnung wurden Einwirkungen aus einem bestehenden Projekt übernommen. Diese wurden nach den in Abschnitt 3-4.1.1 und 3-4.1.2 beschriebenen Standards (DIN EN 61400-1 [64]; der DIBt-Richtlinie und der Richtlinie für die Zertifizierung von Windenergieanlagen [58]) ermittelt.

Da sich der Anlagenstandort in Deutschland befindet, werden sowohl für die Ermittlung der Einwirkungen, als auch für die darauffolgende Bemessung der Bauteile ausschließlich deutsche Normen und Regelwerke herangezogen.

KAPITEL 5: ERMITTLUNG DER EINWIRKUNGEN

5-1 ALLGEMEINES

Die bemessungsbestimmende horizontale Einwirkung bei der Auslegung von Windkraftwerken ist die auf Turm und Rotor angreifende Windlast, welche alle anderen möglichen Einwirkungen dominiert (vgl. [20]). Diese ist standortabhängig und wird auf Basis langjähriger Windmessungen mittels Böenwindgeschwindigkeiten bzw. Böengeschwindigkeitsdrücken angegeben.

Wind entsteht generell durch Unterschiede im atmosphärischen Luftdruck, wobei Luftströmungen, von Gebieten mit höheren Luftdruck zu Gebieten mit niederen Druck auftreten. Je höher die Windlast über der Geländeoberkante betrachtet wird, desto schneller ist die Windgeschwindigkeit, da in bodennahen Bereichen der Wind durch die Geländerauhigkeit abgebremst wird (vgl. [19]). Die Windbelastung für die Auslegung des Turmtragwerks basiert auf standortbezogenen, statistischen Windmessungen über viele Jahre, woraus sich die charakteristische Böengeschwindigkeit bzw. die mittlere Windgeschwindigkeit errechnen lassen. Die Zunahme des Windes über die Höhe lässt sich durch die Rauigkeit des Geländes erklären, sodass sich der statisch wirkende Anteil des Windes über eine Exponential- oder Logarithmusfunktion beschreiben lässt (siehe Abbildung 5-5).

Durch die Unstetigkeit des Windes ergeben sich Windturbulenzen, welche abhängig von der Umgebung der Anlage (Geländerauhigkeit, Beeinflussung durch weitere Anlagen in der Nähe, Geländesprünge, etc.) sind. Windturbulenzen stellen den dynamischen Anteil des Windes dar und nehmen über die Turmhöhe ab (siehe Abbildung 5-1 und Abbildung 5-2).

Der auf den Rotor angreifende Wind wird an das Turmtragwerk als Betriebslast weitergegeben, welche nur bei laufendem Rotor auftritt, wogegen die Windlasten auf den Turm selbst ständig vorhanden sind.

Zur Ermittlung der Einwirkungen zufolge des Windes müssen der statische, konstante Winddruck und die lokalen Turbulenzen überlagert werden, wodurch sich ein räumliches Windfeld ergibt. Mit Hilfe von Simulationsrechnungen im Zeitbereich werden die Windeinwirkungen auf einen Ersatzstab, welcher der Struktur des realen Systems ähnlich ist, möglichst realitätsgetreu abgebildet (siehe Abschnitt 5-4). Der Ersatzstab entspricht einem Kragarm, der das Turmtragwerk hinsichtlich gleicher dynamischer Eigenschaften, Steifigkeiten, Dämpfungen und Lagerung ersetzt.

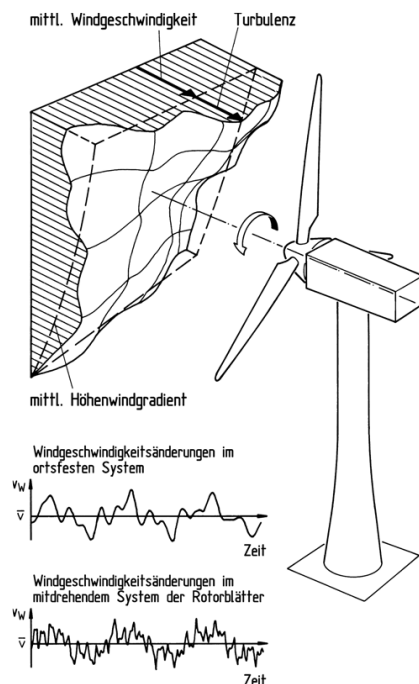


Abbildung 5-1: Räumliche Windgeschwindigkeitsverteilung (vgl. [4])

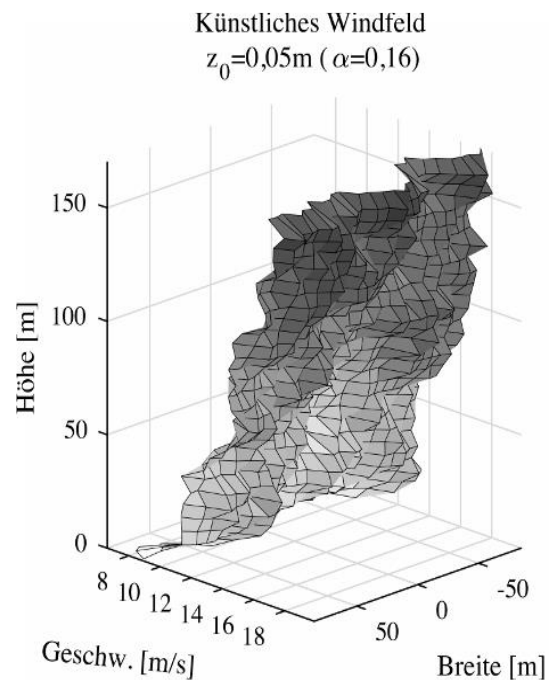


Abbildung 5-2: Dreidimensionales, künstliches Windfeld für die Simulation (vgl. [20])

Die in Abschnitt 5-2 beschriebenen Windlasten werden bei der in Abschnitt 5-4 beschriebenen dynamischen Simulation auf den Rotor angesetzt. Lastfälle, die das Gesamtsystem betreffen (Imperfektionen, Eigenlasten des Turmes), werden später bei der statischen Berechnung des Turmes miteinbezogen.

5-1.1 BEGRIFFSDEFINITIONEN

Unter der **Windturbulenz** sind Effekte zu verstehen, die sich aus dem dynamischen Verhalten des Windes ergeben. Die Windlast auf eine Struktur setzt sich aus einem statischen Grundwindanteil (aus der Basiswindgeschwindigkeit) und dem dynamischen Anteil der Turbulenz zusammen. Die Turbulenz versteht sich als stochastische, zeitabhängige Funktion, in der kurzfristige Schwankungen der Windgeschwindigkeit bezogen auf die mittlere Windgeschwindigkeit abgebildet sind. Spitzen in der Turbulenz äußern sich als Windböen, woraus folgt, dass die Turbulenz einen wesentlichen Anteil zur Materialermüdung beiträgt.

Die Turbulenz steht im Verhältnis zur Bodenrauigkeit und nimmt mit zunehmender Höhe über dem Gelände ab. Sie ist nicht richtungsgebunden, sodass es Anteile der Turbulenz räumlich in allen Richtungen vorhanden sind. „Offshore“-Windräder sind bedingt durch ihren Standort einer geringeren Windturbulenz ausgesetzt, da die Geländerauigkeit am offenen Meer sehr gering ist. Dadurch ergibt sich, dass „Offshore“-Anlagen bei niedrigen Turmhöhen einen hohen Ertrag bei vergleichsweise niedriger Belastung liefern. Für Standorte im Binnenland sind für den gleichen Energieertrag höhere Türme erforderlich (vgl. [2])

Die Turbulenz muss Effekte aus Änderungen in der Windgeschwindigkeit, des Windgradienten und der Windrichtung einschließen. In Anhang A der EN 61400-1 [64] werden Verfahren zum Aufstellen von Turbulenzmodellen näher beschrieben.

Das Maß der Windturbulenz ist die **Turbulenzintensität I** , welche als Verhältnis der Standardabweichung der Windgeschwindigkeit zur mittleren Windgeschwindigkeit in Prozent angegeben wird (vgl. [4]). Um das Zufallsverhalten der Turbulenz mathematisch abzubilden, werden Wahrscheinlichkeitsfunktionen für

das Eintreten von Böen in Anströmungsrichtung normal zur Rotorebene, horizontal in Rotorebene und vertikal in Rotorebene angegeben. [64]

Der **Turbulenzlängenparameter** Λ_1 beschreibt die Wellenlänge, an der die dimensionslose Leistungsspektraldichte des Windes normal auf die Rotorebene 0,05 ist (vgl. [64]). Er errechnet sich aus:

$$\Lambda_1 = \begin{cases} 0,7 * z & \text{für } z \leq 60 \text{ m} \\ 42 \text{ m} & \text{für } z \geq 60 \text{ m} \end{cases} \quad (5.1)$$

Dabei ist z die Nabenhöhe des Rotors.

Bezugswindgeschwindigkeit v_{ref} : maximale statistische Windgeschwindigkeit, welche im Zeitraum von 50 Jahren in ebenem Gelände nur einmal überschritten wird. Der Wert wird als zehnminütiger Mittelwert gemessen, daraus können kurzzeitige Extremwindgeschwindigkeiten in einem Zeitfenster von je drei Sekunden abgeleitet werden (vgl. [4]). Lt. EN 61400-1 [56] ist die Bezugswindgeschwindigkeit als Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe definiert.

Design Load Case (DLC): Auslegungszustand für die dynamische Simulation der Lasten am Tragwerk. In [52] und [56] werden die maßgebenden DLCs in Tabellen angegeben (siehe Abschnitt 5-3.2).

v_{hub} : Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe

5-1.2 VERGLEICH EN 61400 MIT DIBT-RICHTLINIE

Wie bereits in Abschnitt 3-4.1.2 erwähnt, ist ein maßgebender Unterschied zwischen beiden Regelwerken die Ermittlung der standortbezogenen Windverhältnisse. Die IEC sieht drei Windklassen und eine Sonderklasse (WTGS-Classes – Wind Turbine Generator System Classes [4]) vor. Für jede Klasse sind extreme Windgeschwindigkeiten v_{ref} definiert, sowie dazugehörige Turbulenzintensität für niedrige, mittlere und hohe Turbulenz. Wenn ein Standort nicht in den vorgegebenen Zonen klassifiziert werden kann, wird über die Sonderklasse „S“ definiert, dass genauere Untersuchungen am definierten Standort notwendig sind. Aus den Werten für v_{ref} können Windgeschwindigkeiten für mittlere Windbedingungen abgeleitet werden.

In [52] wird festgelegt, dass die Windbedingungen alternativ zur IEC auch durch die Anwendung der Windermittlung laut Eurocode 1 erfolgen kann. Dazu sind in der DIN EN 1991-1-4/NA [57] eine Zonenkarte für Deutschland bzw. Werte für vier Windzonen angegeben:

Tabelle 5-1: Windzonen nach DIN EN 1991-1-4; NA.A.1 [57]


	Windzone	Windgeschwindigkeit v_{ref} [m/s]	Geschwindigkeitsdruck q_{ref} [kN/m ²]
	1	22,5	0,32
	2	25,0	0,39
	3	27,5	0,47
	4	30,0	0,56

Tabelle 5-2: Windklassen nach DIN EN 61400 – Tabelle 1

Windzone	Mittlere Windgeschwindigkeit	Turbulenzintensität		
	v_{ref} [m/s]	$I_{15} (A)$ [%]	$I_{15} (B)$ [%]	$I_{15} (C)$ [%]
I	50,0	16	14	12
II	42,5	16	14	12
III	37,5	16	14	12
S	standortspezifisch zu ermitteln / vom Hersteller anzugeben			

Beim Vergleich der beiden Einteilungen ist zu beachten, dass eine höhere Windzone in Tabelle 5-1 eine niedrigere Windklasse in Tabelle 5-2 darstellt. Die Einwirkungen des im vorliegenden Projekt berechneten Turmes entspringen Lastannahmen der Windzone 2 nach DIN EN 1991-1-4/NA [57].

Die verwendeten Variablen und Bezeichnungen in den beiden Richtlinien sind weitgehend gleich, Unterschiede treten nur in wenigen, im Folgenden aufgelisteten Punkten auf (vgl. Anhang A; DIBt-Richtlinie [52]):

- Die in der IEC-Norm [56] beschriebene Bezugswindgeschwindigkeit v_{ref} bzw. v_{50} wird in [52] durch die mittlere 50-Jahres-Windgeschwindigkeit $v_{m50}(h)$ ersetzt. Diese stellt die mittlere Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe dar und errechnet sich nach DIN EN 1991-1-4 /NA [57]. Davon abgeleitet ergibt sich die extreme mittlere 1-Jahres-Windgeschwindigkeit als v_{m1} in [52] bzw. v_1 in [56].
- Die Bemessungswindgeschwindigkeit v_r nach [56] wird als Nennwindgeschwindigkeit v_r in [52] angegeben.
- Die Bemessungsleistung in [56] entspricht der Nennleistung in [52]
- Der Auslegungszustand A (anormal) in [56] entspricht der Gruppe A (außergewöhnlich) in [52]. (Anm: die Lastfälle der extremen Windbedingungen werden in [56] mit anormal bezeichnet).

5-2 LASTFÄLLE

„Von vornherein ist nicht zu erkennen in welchem Lastfall die dimensionierende Belastung der unterschiedlichen Art wie Bruch, Ermüdung oder Stabilitätsversagen auftritt. Die Definition und Systematik der Lastfälle muss deshalb so umfassend sein, dass alle Betriebszustände und darüber hinaus auch andere kritische Zustände im Lebenszyklus des Systems, die mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit zu erwarten sind, erfasst werden.“ [4]

In diesem Kapitel werden die zu untersuchenden Einwirkungen bei der Auslegung eine Windkraftanlage beschrieben. Die Lasten setzen sich aus Forderungen beider in Abschnitt 5-1.2 genannter Regelwerke zusammen. Es sollte ein Überblick über die auftretenden Lasten gegeben werden, welche bei der Bemessung berücksichtigt werden müssen. Die Windlastsituationen stammen aus der IEC-Norm [56] und die anderen angeführten Lasten wurden der DIBt-Richtlinie entnommen.

5-2.1 EIGENLASTEN

Die Eigenlasten der Anlage werden nach DIN EN 1991-1-1 [65] ermittelt. In dem vorliegenden Projekt betrifft dies hauptsächlich die Ermittlung der Lasten am Turmkopf, gegeben durch das Maschinenhaus bzw. dem Rotor. Generell gilt: je größer bzw. leistungsfähiger die Anlage, desto größer die Masse und somit auch die Eigenlasten.

Die Eigenlast des Turmkopfes inklusive Rotor im vorliegenden Projekt beträgt bei der in Abschnitt 4-1 beschriebenen Turbine lt. Hersteller 1.750 kN.

5-2.2 MASSENEXZENTRIZITÄT

Nach Regeln der der DIBt-Richtlinie sind Trägheitskräfte zufolge Massenexzentrizitäten zu berücksichtigen. Diese können aus zwei Ursachen entstehen:

- Eisansatz am Rotor, wobei mit Ausnahme eines Rotorblattes alle anderen während des Betriebes vereist sind, sofern ein Betrieb unter Eislast nicht ausgeschlossen werden kann.
- Bei der Auslegung des Rotors werden maximale Masseunwuchten berücksichtigt. Diese müssen auf das Gesamtsystem aufgebracht werden.

5-2.3 ERDBEBEN

Wie für herkömmliche Bauwerke müssen in der Bemessung Einwirkungen zufolge Erdbeben berücksichtigt werden. Dies kann nach EN 1998-1 [66] erfolgen. Für die Berechnung darf lt. DIBt-Richtlinie [52] die Bedeutungskategorie 1 für die Anlage angenommen werden, welche lt. [66] „*Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit*“ einschließt.

Der Lastfall Erdbeben wurde in den Berechnungen des vorliegenden Projektes mangels angegebenen Standort und Bodenkennwerten vernachlässigt.

5-2.4 WINDLASTEN

Die größte Herausforderung in der Aufstellung der Lasten für Windkraftanlagen stellt die richtige Abbildung der Windbedingungen dar. Diese sind zeitlich nicht konstant und abhängig von:

- Standort der Anlage und Umgebungsrauigkeit
- Jahreszeit u. Tageszeit
- thermischen Effekten (Schwankungen durch Temperaturänderungen)

Für die Ermittlung der Windlasten ist in Deutschland die Berücksichtigung beider in Abschnitt 3-4.1.2 angeführter Richtlinien, sowie der DIN EN 1991-1-4 [67] notwendig. Die Luftdichte kann nach [52] mit $\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$ angenommen werden; der Richtungsbeiwert c_{dir} wird mit 1,0 angegeben.

In der IEC-Norm [56] werden verschiedene Wind- und Turbulenzmodelle bzw. Böenprofile angeführt, welche die Windbedingungen am jeweiligen Standort der Anlage beschreiben sollten. Diese werden unterteilt in normale und extreme Windbedingungen, wobei beide Bedingungen für den Auslegungszustand der Tragfähigkeit herangezogen werden und die normalen Windbedingungen zusätzlich zur Berechnung der Ermüdung eingesetzt werden (siehe Tabelle 5-3).

Die Windbedingungen werden nach EN 61400-1 [56] folgendermaßen eingeteilt (Englische Kurzbezeichnungen in Klammer):

Normale Windbedingungen:

- Normales Windprofilmodell (NWP)
- Normales Turbulenzmodell (NTM)

Extreme Windbedingungen:

- Extremes Windgeschwindigkeitsmodell (EWM)
- Extreme Betriebsbö (EOG)
- Extremes Turbulenzmodell (ETM)
- Extreme Windrichtungsänderung (EDC)
- Extreme Kohärente Bö mit Richtungsänderung (ECD)
- Extremer Windgradient (EWS)

Anmerkung: Im Sinne eines einheitlichen Schriftbildes wurden Windgeschwindigkeiten entgegen den Bezeichnungen in der EN 61400-1 [56] in den folgenden Abschnitten immer mit der Variable „v“

angegeben. In genannter Norm werden alle Bezeichnungen der Windgeschwindigkeiten mit “V“ angegeben.

Tabelle 5-3: Zuordnung der Windbedingungen zu Bemessungssituationen [4]

Anlagenstatus:		normaler Betrieb	techn. Störung
Windbedingungen:	normal	Ermüdung	Grenzlasten
	extrem	Grenzlasten	--

Je nach Windmodell gibt es in der DIBt-Richtlinie Anmerkungen bzw. Änderungen, welche in der Berechnung nach IEC berücksichtigt bzw. geändert werden müssen. Grundlage für die Berechnung der Windmodelle bilden die Windgeschwindigkeitsverteilungen, welche entweder nach DIN EN 1991-1-4 [67] oder nach Regeln der IEC berechnet werden.

Die nachfolgend beschriebenen Modelle sind, sofern nicht anders angegeben, den Regeln der IEC entnommen. Die dargestellten Diagramme beziehen sich auf die in Abschnitt 4-1 beschriebene Turmstruktur und dienen der Veranschaulichung der beschriebenen Formeln.

5-2.5 BETRIEBSWINDBEDINGUNGEN

Die normalen Windbedingungen bzw. Betriebswindbedingungen stellen im Gegensatz zu den extremen Windbedingungen (seltener Windlastfall) den häufigen Windlastfall dar.

5-2.5.1 Normale Windbedingungen

Das Jahresmittel der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe v_{ave} stellt die Betriebswindbedingung für die Windkraftanlage dar. Diese werden (für das vorliegende Projekt im Binnenland nach DIBt) berechnet mit:

$$v_{ave} = 0,18 * v_{m50}(h) \quad (5.2)$$

Dabei ist:

$v_{m50}(h)$ Mittlere 50-Jahreswindgeschwindigkeit in Nabenhöhe nach DIBt [m/s]

In Windzone 2 nach DIN ist nach DIBt-Richtlinie der Jahresmittelwert von Windzone 3 anzusetzen; außerdem sollte die Turbulenzintensität mit Turbulenzkategorie A (siehe Tabelle 5-2) festgelegt werden.

Für den jeweiligen Standort der Anlage ist zu untersuchen, ob lokal eine erhöhte Turbulenz durch benachbarte Windkraftanlagen vorliegt. Für das vorliegende Projekt wurde dieser Aspekt nicht berücksichtigt, da davon ausgegangen wird, dass sich in der Nähe der Anlage keine weitere Windkraftanlage bzw. Windhindernis befindet.

Die Betriebswindbedingungen werden in der IEC als normale Windbedingungen beschrieben, welche in den nachfolgend erklärten Windmodellen NWP und NTM den Produktionsbetrieb der Anlage simulieren. Das Auftreten der Windgeschwindigkeit v_{hub} in Nabenhöhe wird als Wahrscheinlichkeitsverteilung angegeben:

$$P_R(v_{hub}) = 1 - \exp\left(-\pi * \left(\frac{v_{hub}}{2*v_{ave}}\right)^2\right) \quad (5.3)$$

Mit: $v_{ave} = 0,2 * v_{ref} \quad (5.4)$

Dabei sind:

$P_R(v_{hub})$... Wahrscheinlichkeitsverteilung der Windgeschwindigkeit [-]

v_{hub} Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe [m/s]

v_{ave} Mittelwert der Windgeschwindigkeit nach IEC-Norm [64] [m/s]

v_{ref} Referenzwindgeschwindigkeit nach IEC-Norm [64] [m/s]

5-2.5.2 Das Normale Windprofilmodell (NWP)

Das normale Windprofilmodell beschreibt die mittlere Windgeschwindigkeitsverteilung, welche über die Turmhöhe exponentiell zunimmt. Daraus kann die durchschnittliche Schubkraft des Windes auf die umstrichene Fläche des Rotors abgeleitet werden. Das Modell geht von einer stabilen Atmosphäre ohne Turbulenz aus (vgl. [68]):

$$v(z) = v_{\text{hub}} * \left(\frac{z}{z_{\text{hub}}}\right)^{\alpha} \quad (5.5)$$

Dabei sind:

- v_{hub}Windgeschwindigkeit auf Nabenhöhe [m/s]
- zHöhenkoordinate [m]
- z_{hub}Nabenhöhe [m]
- α Höhenexponent (ist nach IEC-Norm [64] mit 0,2 anzunehmen) [-]

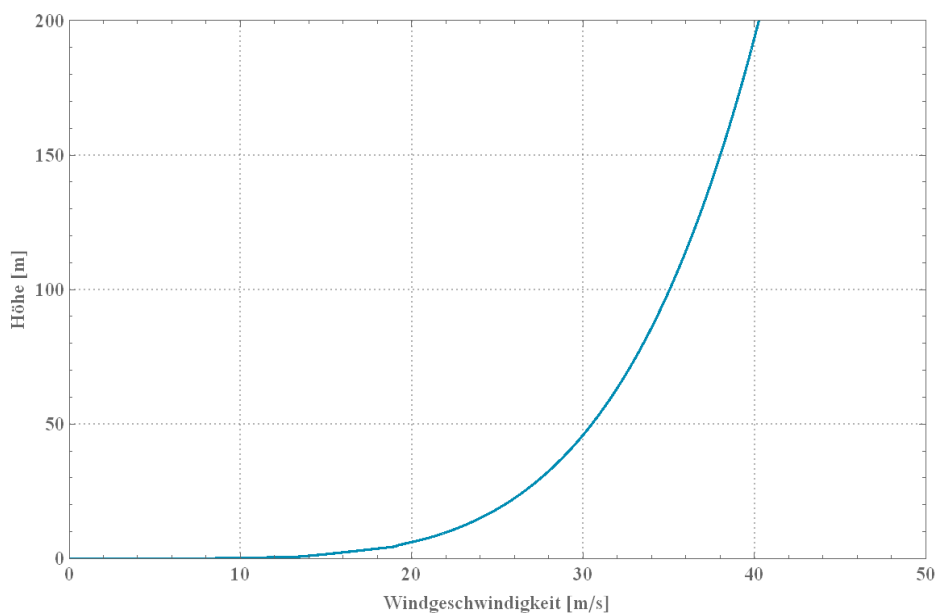


Abbildung 5-3: Normales Windprofil

5-2.5.3 Normales Turbulenzmodell (NTM)

Das normale Turbulenzmodell beschreibt die Standardabweichung der Turbulenz bei normalen Betriebsbedingungen. Die Standardabweichung σ_1 gilt dabei für die Windrichtung normal auf die Rotorfläche und ist über die Höhe der Anlage konstant. Für andere Windrichtungen müssen Standardabweichungen aus σ_1 abgeleitet werden (vgl. EN 61400-1 [64]; Bedingungen für das Turbulenzmodell). Die Standardabweichung wird als 90 %-Fraktile für die Windgeschwindigkeit auf Nabenhöhe angenommen. I_{ref} ist dabei in Tabelle 5-2 angegeben:

$$\sigma_1 = I_{\text{ref}} * (0,75 * v_{\text{hub}} + b) \quad (5.6)$$

Dabei sind:

- I_{ref}Erwartungswert der Turbulenzintensität bei 15 m/s [-] (siehe Tabelle 5-2)
- v_{hub}Windgeschwindigkeit auf Nabenhöhe [m/s]
- b lt. EN 61400 [64] mit 5,6 [m/s] anzusetzen [m/s]

5-2.6 EXTREME WINDBEDINGUNGEN

Windmodelle, die die extremen Windbedingungen beschreiben, beinhalten die maximal auftretenden Lasten auf eine Windkraftanlage. Es handelt sich um kurzfristig auftretende Windgeschwindigkeiten,

welche als Böe auf die Konstruktion einwirken. Die Einwirkungen werden aus der maximalen Jahres-Windgeschwindigkeit abgeleitet, welche statistisch nur einmal in 50 Jahren überschritten wird. Die erwarteten Böen werden über einen drei-Sekunden-Zeitraum aus dem 50-Jahres-Wind abgeleitet.

5-2.6.1 Extremes Windgeschwindigkeitsmodell EWM

Für die Berechnung der Windbedingungen im EWM-Modell wird in der DIBt-Richtlinie von den Regeln der IEC abgewichen:

Die Extremwindbedingungen nach DIBt werden über die zum Anlagenstandort zugehörige Windzone nach dem nationalen Anhang der DIN EN 1991-1-4 [69] ermittelt. Dabei gilt: $v_{b,0} = v_{ref}$. Eingesetzt wird die Windgeschwindigkeit des 50-Jahres-Sturmes v_{m50} .

Auf Werte für den 1-Jahres-Wind v_{m1} kann mit einem Faktor von 0,8 vom 50-Jahres-Wind umgerechnet werden.

Grundsätzlich dürfen zur Berechnung von Windkraftanlagen nur Geländekategorie I bis III angesetzt werden, wobei für die Kategorien I und II das Windprofil vereinfacht errechnet werden darf:

$$I_v(z) = 0,128 * \left(\frac{z}{10}\right)^{-0,05} \quad (5.7)$$

$$v(z) = 1,15 * v_{b,0} * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,121} \quad (5.8)$$

Dabei ist:

z Höhenkoordinate [m]

$v_{b,0}$ Böenwindgeschwindigkeit nach DIN EN 1991-1-4/NA [57] (siehe Tabelle 5-1) [m/s]

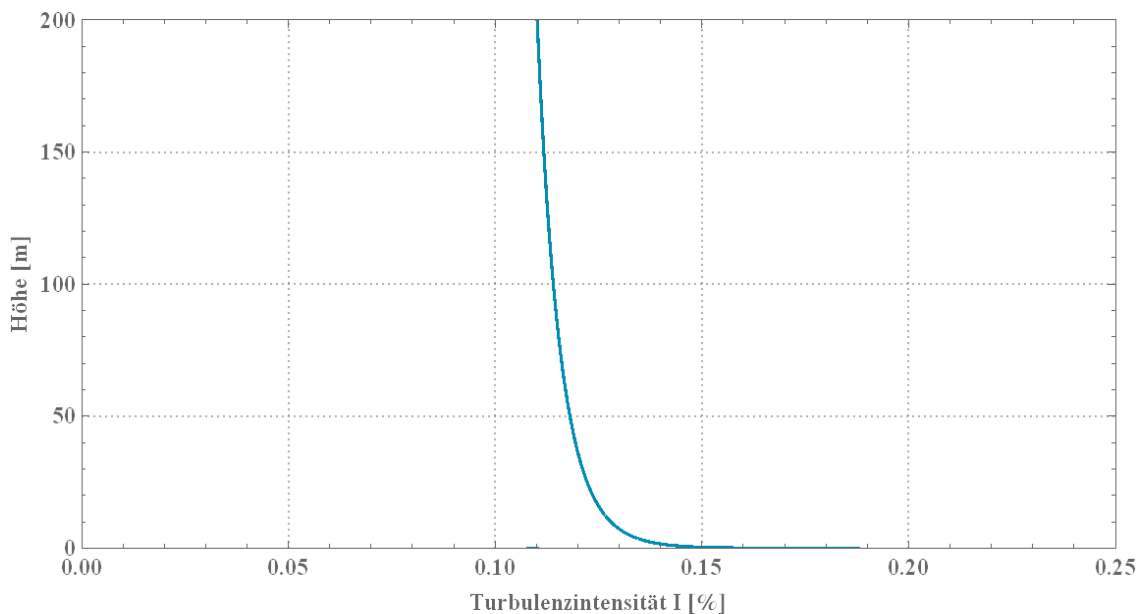


Abbildung 5-4: Vereinfachte Berechnung der Turbulenz nach DIBt für Geländekat. 1 + 2

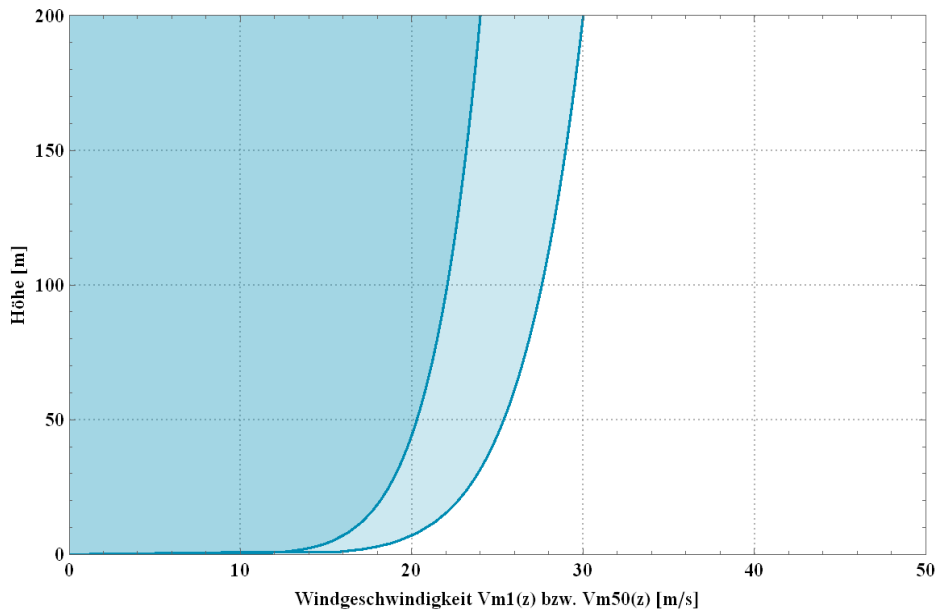


Abbildung 5-5: Vereinfachte Berechnung von $v_{m1}(z)$ und $v_{m50}(z)$ nach DIBt für Geländekat. 1 + 2

Bei Geländekategorie III gelten für die Berechnung nachfolgende Formeln aus Tabelle NA.B.2 – DIN EN 1991-1-4/NA [57]:

Mindesthöhe: $z_{\min} = 8 \text{ m}$

Mittlerer Wind v_m für $z > z_{\min}$: $0,77 * v_b * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,22}$ (5.9)

v_m / v_b für $z < z_{\min}$: 0,73

Turbulenzintensität I_v für $z > z_{\min}$: $0,28 * \left(\frac{z}{10}\right)^{-0,22}$ (5.10)

I_v für $z < z_{\min}$: 0,29

Böengeschwindigkeitsdruck q_p für $z > z_{\min}$: $1,6 * q_b * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,31}$ (5.11)

q_p / q_b für $z < z_{\min}$: 1,5

Böenwindgeschwindigkeit v_p für $z > z_{\min}$: $1,27 * v_b * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,155}$ (5.12)

v_p / v_b für $z < z_{\min}$: 1,23

Dabei ist:

z Höhenkoordinate [m]

z_{\min} Mindesthöhe nach DIN EN 1991-1-4/NA [57] [m]

v_b Basiswindgeschwindigkeit nach DIN EN 1991-1-4/NA [57] [m/s]

Alternativ können die Formeln aus Tabelle NA.B.4 – DIN EN 1991-1-4/NA [57] verwendet werden. Aus Geländekategorie III ergeben sich folgende Verteilungen über die Turmhöhe:

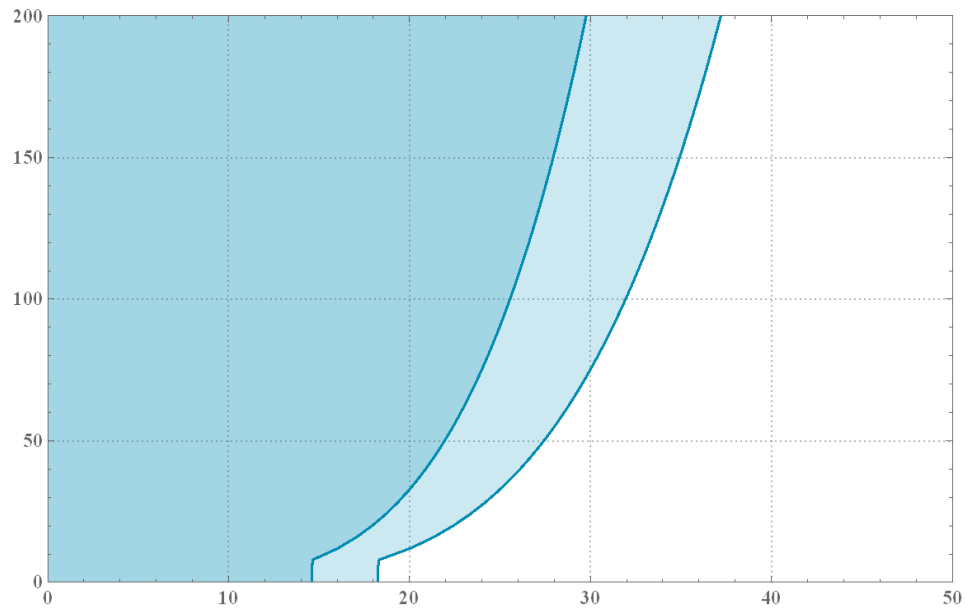


Abbildung 5-6: **Genaue Berechnung von $v_{m1}(z)$ und $v_{m50}(z)$ nach DIN EN 1991-1- [57] für Geländekat. 3**

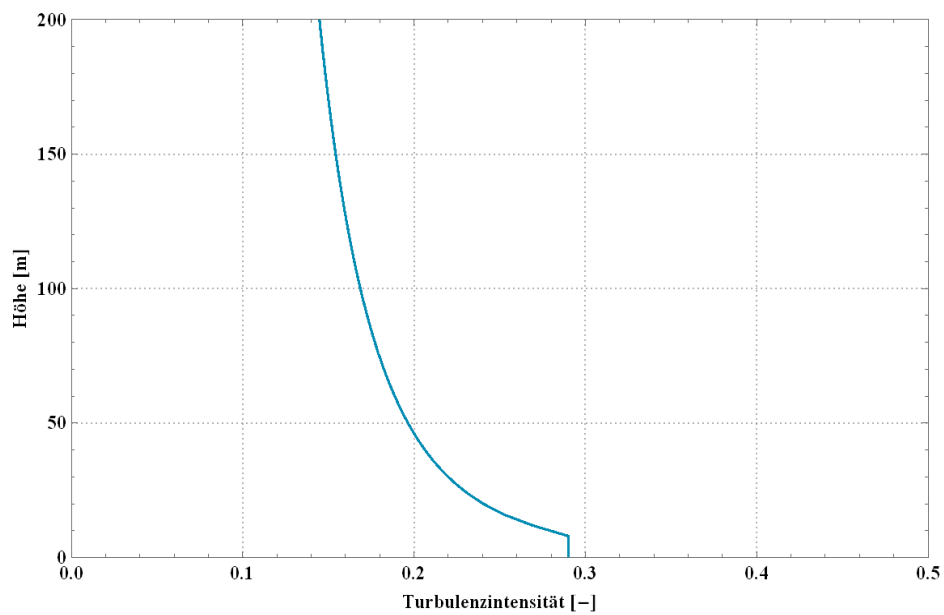


Abbildung 5-7: **Genaue Berechnung der Turbulenzintensität nach DIN EN 1991-1-4 [57] für Geländekat. 3**

Die IEC-Norm betrachtet ebenfalls die Wiederkehrzeiträume von einem Jahr bzw. 50 Jahren und fordert die Untersuchung eines stationären Windmodells und eines turbulenten Windmodells. Dabei gelten für beide die folgenden Windbedingungen:

$$v_{e50}(z) = 1,4 * v_{ref} * \left(\frac{z}{z_{hub}}\right)^{0,11} \quad (5.13)$$

$$v_{e1}(z) = 0,8 * v_{50}(z) \quad (5.14)$$

Dabei sind:

- v_{ref} Referenzwindgeschwindigkeit (siehe Kap 0) [m/s]
- z Höhenkoordinate [m]
- z_{hub} Nabenhöhe [m]
- v_{50} Extreme 50-Jahres-Windgeschwindigkeit nach IEC-Norm [64] [m/s]

Bei dem turbulenten Modell ist zusätzlich die Standardabweichung der longitudinalen Turbulenz zu berücksichtigen mit:

$$\sigma_1 = 0,11 * v_{\text{hub}} \quad (5.15)$$

Für das stationäre Modell muss berücksichtigt werden, dass die mittlere Windrichtung kurzzeitig um $\pm 15^\circ$ dreht. Folgende Verteilungen des Windes über die Turmhöhe ergeben sich bei Berechnung nach [64]:

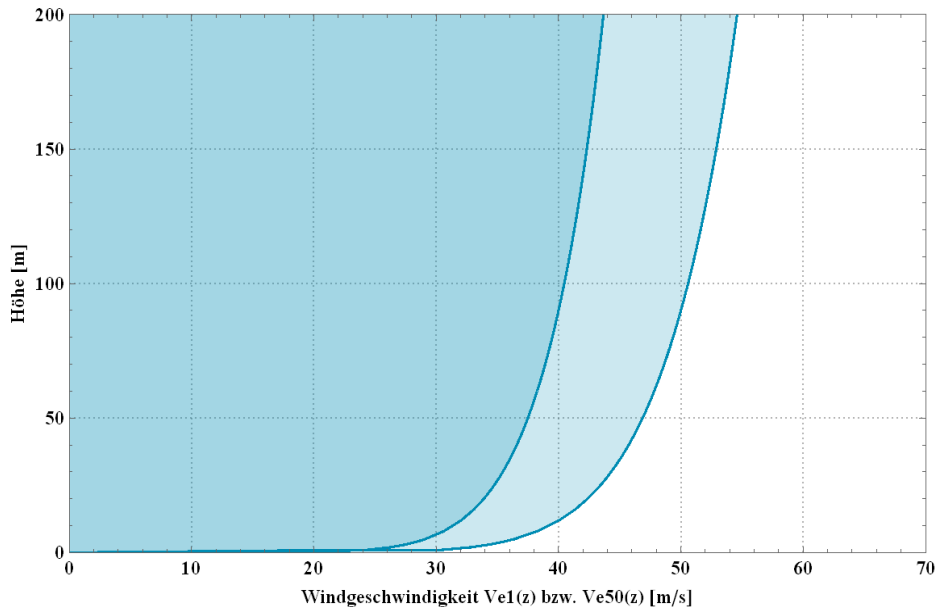


Abbildung 5-8: Windverlauf nach DIN EN 61400-1 [56]

5-2.6.2 Extreme Betriebsbö (EOG)

Die extreme Betriebsbö ist eine Weiterführung des turbulenten Windmodells aus 5-2.6.1. Dabei wird jene Bö beschrieben, die in einem Zeitraum von 50 Jahren einmal zu erwarten ist. Neben den Werten aus 5-2.6.1 ist die extreme Betriebsbö abhängig von dem Turbulenzlängenparameter (siehe Abschnitt 5-1.1) und dem Rotordurchmesser:

$$v(z, t) = \begin{cases} v(z) - 0,37 * v_{\text{gust}} * \sin\left(3 * \pi * \frac{t}{T}\right) * \left(1 - \cos\left(2 * \pi * \frac{t}{T}\right)\right) & \text{für } 0 \leq t \leq T \\ v(z) & \text{für sonstige} \end{cases} \quad (5.16)$$

Mit:

$$v_{\text{gust}} = \min\left(1,35 * (v_{\text{e1}} - v_{\text{hub}}); 3,3 * \left(\frac{\sigma_1}{1+0,1 * \frac{D}{A_1}}\right)\right) \quad (5.17)$$

Dabei sind:

- v_{gust} Böenwindgeschwindigkeit in Nabenhöhe nach IEC-Norm [64] [m/s]
- t Zeit [s]
- T gesamte Simulationslänge von 10,5 [s]
- v_{e1} extreme Ein-Jahreswindgeschwindigkeit nach IEC-Norm [64] [m/s]
- v_{hub} Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe [m/s]
- D Rotordurchmesser [m]
- Λ_1 longitudinaler Turbulenzlängenparameter [m]

Als $v(z)$ wird die Verteilung des Windes aus dem normalen Windprofilmodell NWP herangezogen (siehe Abschnitt 5-2.5.2).

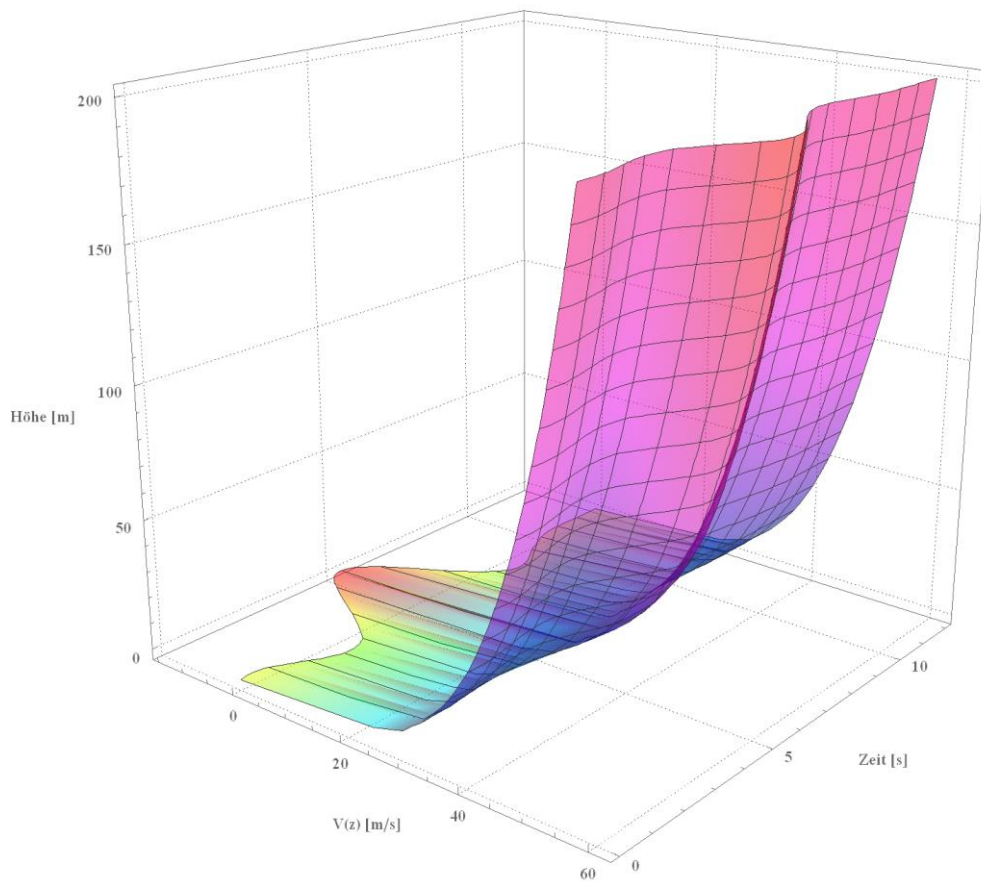


Abbildung 5-9: Verlauf der Extremen Betriebsbö über die Höhe und die Zeit

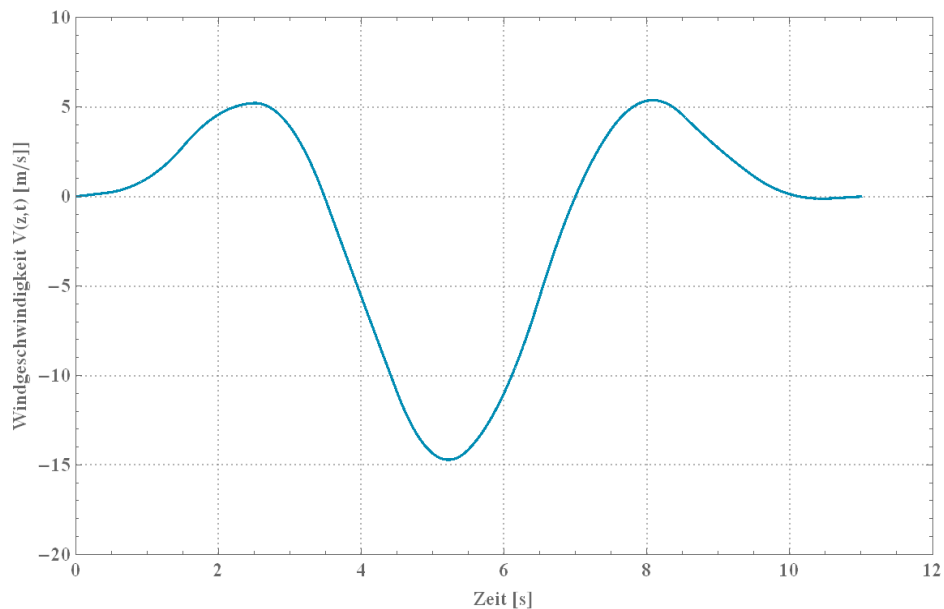


Abbildung 5-10: Verlauf der Extremen Betriebsbö am Turmfuß

5-2.6.3 Extremes Turbulenzmodell (ETM)

Im Unterschied zu den vorherigen Modellen, welches extreme Windbedingungen mit dazugehöriger Turbulenz betrachtet haben, wird im ETM-Modell eine extreme Turbulenz mit Windbedingungen aus dem

NWP-Modell angesetzt. Die Standardabweichung der Turbulenz in Richtung der Windanströmung normal zur Rotorfläche ist dafür:

$$\sigma_1 = c * I_{\text{ref}} * \left(0,072 * \left(\frac{v_{\text{ave}}}{c} + 3 \right) * \left(\frac{v_{\text{hub}}}{c} - 4 \right) + 10 \right) \quad (5.18)$$

Dabei sind:

- c lt. IEC-Norm [64] mit 2 [m/s] anzunehmen
- I_{ref} Erwartungswert der Turbulenzintensität bei 15 m/s (siehe Tabelle 5-2)[-]
- v_{ave} Mittelwert der Windgeschwindigkeit nach IEC-Norm [64] [m/s]
- v_{hub} Windgeschwindigkeit auf Nabenhöhe [m/s]

5-2.6.4 Extreme Windrichtungsänderung (EDC)

Die extreme Windrichtungsänderung beschreibt außergewöhnliche Lasten, welche durch kurzfristige Änderung der Anströmungsrichtung hervorgerufen werden.

Für die extreme Windrichtungsänderung wird die Geschwindigkeitsverteilung des normalen Windprofils NWP angewendet, allerdings mit zeitabhängiger Änderung der Anströmungsrichtung. Diese ist abhängig von dem longitudinalen Turbulenzlängenparameter (siehe Abschnitt 5-1.1), dem Rotordurchmesser, sowie der Standardabweichung der Turbulenz des normalen Windprofils NWP und der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe v_{hub} .

$$\theta_e(v_{\text{hub}}) = \pm 4 * \arctan \left(\frac{\sigma_1}{v_{\text{hub}} * \left(1 + 0,1 * \left(\frac{D}{\Lambda_1} \right) \right)} \right) \quad (5.19)$$

$$\theta(t) = \begin{cases} 0^\circ & \text{für } t < 0 \\ \pm 0,5 * \theta_e * \left(1 - \cos \left(\pi * \frac{t}{T} \right) \right) & \text{für } 0 \leq t \leq T \\ \theta_e & \text{für } t > T \end{cases} \quad (5.20)$$

Dabei sind:

- θ_e Windrichtungsänderung mit einer Wiederkehrzeit von N Jahren lt. IEC 61400 [64] [°]
- σ_1 Standardabweichung der Turbulenz des NTM-Modells (siehe 5-2.5.3) [-]
- D Rotordurchmesser [m]
- Λ_1 longitudinaler Turbulenzlängenparameter [m]
- t Zeitkoordinate [s]
- T Dauer der Richtungsänderung (in [64] mit 6 [s] anzunehmen)
- v_{hub} Windgeschwindigkeit auf Nabenhöhe [m/s]

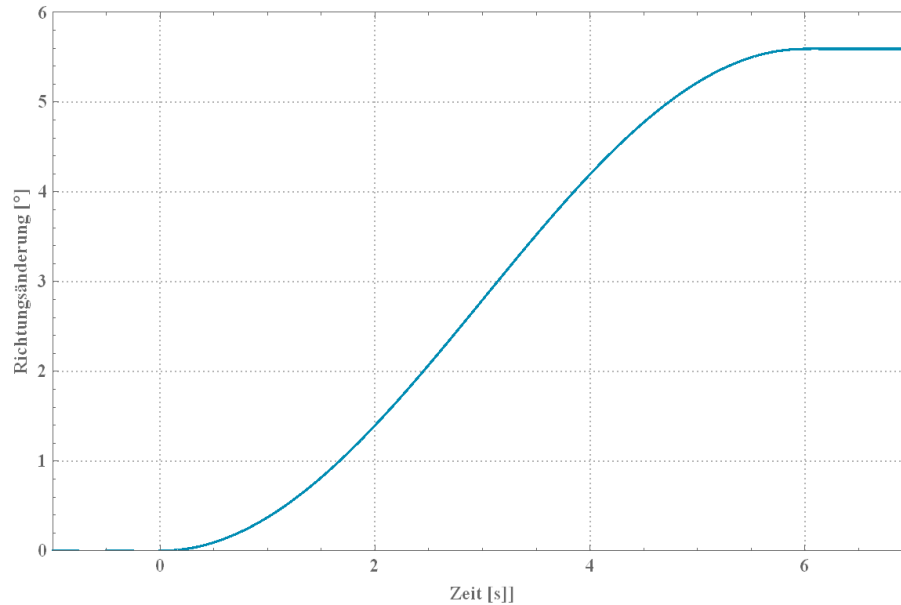


Abbildung 5-11: Verlauf der extremen Richtungsänderung

5-2.6.5 Extreme kohärente Bö mit Richtungsänderung (ECD)

Die extreme kohärente Bö beschreibt das Zusammenfallen einer Windrichtungsänderung mit einer extremen Windlast.

$$v(z, t) = \begin{cases} v(z) & \text{für } t < 0 \\ v(z) + 0,5 * v_{cg} * \left(1 - \cos\left(\pi * \frac{t}{T}\right)\right) & \text{für } 0 \leq t \leq T \\ v(z) + v_{cg} & \text{für } t > T \end{cases} \quad (5.21)$$

Dabei sind:

- $v(z)$ Windgeschwindigkeit beim normalen Windprofil [m/s] (siehe Abschnitt 5-2.5.2)
- v_{cg} größte angenommene Windgeschwindigkeit während einer Richtungsänderung (lt. IEC-Norm [64] mit 15 [m/s] anzunehmen)
- t Zeitkoordinate [s]
- T 10 [s] (Anstiegszeit lt. IEC 61400 [64])

Die Richtungsänderung als Funktion der Zeit ist gegeben durch:

$$\theta(t) = \begin{cases} 0^\circ & \text{für } t < 0 \\ \pm 0,5 * \theta_{cg} * \left(1 - \cos\left(\pi * \frac{t}{T}\right)\right) & \text{für } 0 \leq t \leq T \\ \pm \theta_{cg} & \text{für } t > T \end{cases} \quad (5.22)$$

Mit:

$$\theta_{cg}(v_{hub}) = \begin{cases} 180^\circ & \text{für } v_{hub} < \frac{4m}{s} \\ \frac{720}{v_{hub}} & \text{für } 4 \frac{m}{s} \leq v_{hub} \leq v_{ref} \end{cases} \quad (5.23)$$

Dabei sind:

- θ_{cg} Winkel der Windanströmung [°]
- t Zeitkoordinate [s]
- T Dauer der extremen Windrichtungsänderungen (lt. IEC-Norm 10 [s])
- v_{hub} Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe [m/s]
- v_{ref} Referenzwindgeschwindigkeit (siehe Abschnitt 5-1.1) [m/s]

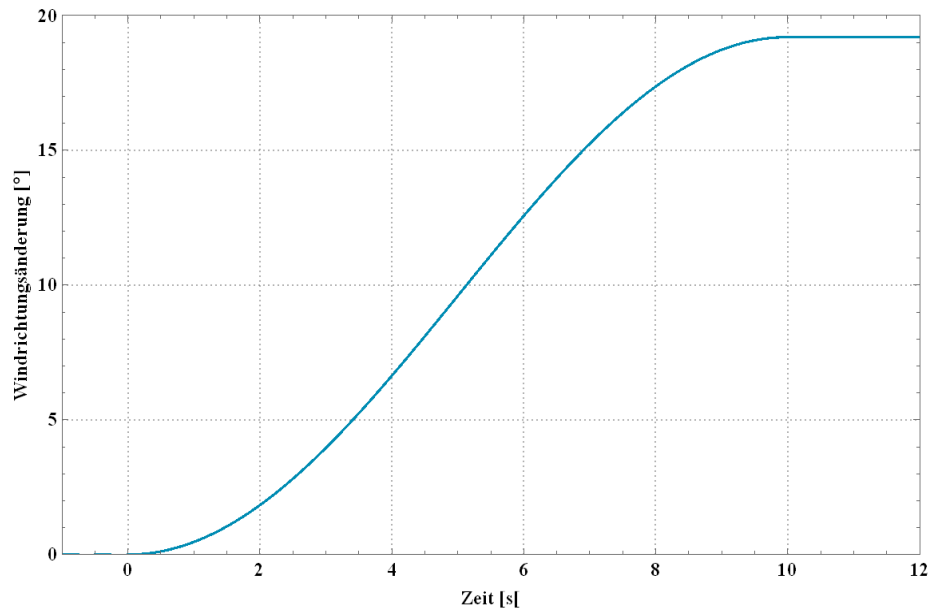


Abbildung 5-12: Verlauf der Richtungsänderung beim Lastfall ECD

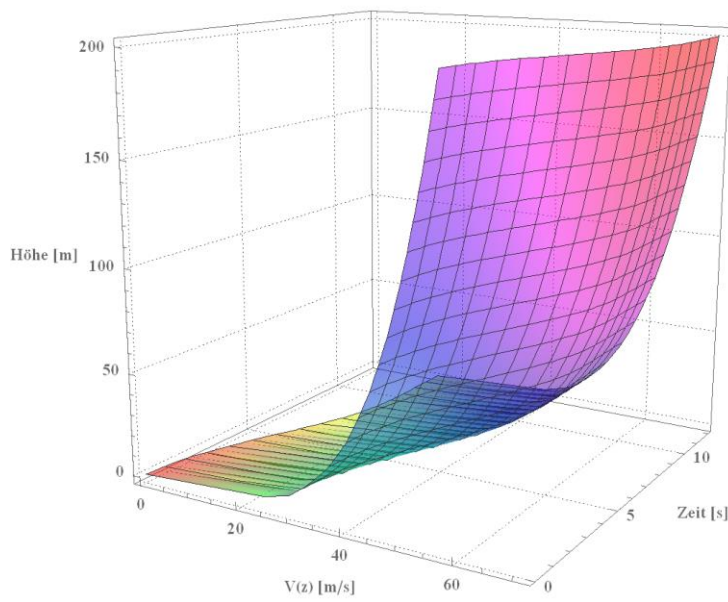


Abbildung 5-13: Verlauf der extrem kohärenten Windbö mit Richtungsänderung über die Höhe und der Zeit

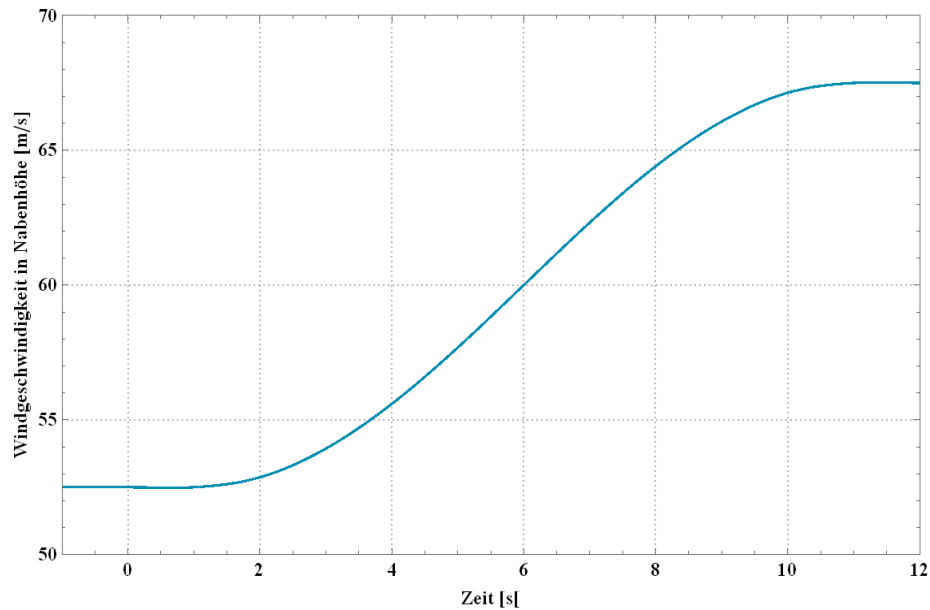


Abbildung 5-14: Verlauf der extrem kohärenten Windbö in Nabenhöhe über die Zeit

5-2.6.6 Extremer Windgradient (EWS)

Der extreme Windgradient beschreibt die maximale Abweichung der Windbelastung über die Höhe bzw. Länge. Die beiden Gradienten können nicht gleichzeitig auftreten.

$$v(z, t) = \begin{cases} v_{\text{hub}} * \left(\frac{z}{z_{\text{hub}}}\right)^{\alpha} \pm \left(\frac{z-z_{\text{hub}}}{D}\right) * \left(2,5 + 0,2 * \beta * \sigma_1 * \left(\frac{D}{\Lambda_1}\right)^{\frac{1}{4}}\right) * \left(1 - \cos\left(2 * \pi * \frac{t}{T}\right)\right) & \text{für } 0 \leq t \leq T \\ v_{\text{hub}} * \left(\frac{z}{z_{\text{hub}}}\right)^{\alpha} & \text{sonst.} \end{cases} \quad (5.24)$$

$$v(y, z, t) = \begin{cases} v_{\text{hub}} * \left(\frac{z}{z_{\text{hub}}}\right)^{\alpha} \pm \left(\frac{y}{D}\right) * \left(2,5 + 0,2 * \beta * \sigma_1 * \left(\frac{D}{\Lambda_1}\right)^{\frac{1}{4}}\right) * \left(1 - \cos\left(2 * \pi * \frac{t}{T}\right)\right) & \text{für } 0 \leq t \leq T \\ v_{\text{hub}} * \left(\frac{z}{z_{\text{hub}}}\right)^{\alpha} & \text{sonst.} \end{cases} \quad (5.25)$$

Dabei sind:

- y..... Koordinate in Rotorebene; 0=Position der Nabe [m]
- z..... Höhenkoordinate [m]
- α Höhenexponent (lt. IEC-Norm [64] mit 0,2 [-] anzunehmen) [°]
- z_{hub} Nabenhöhe [m]
- D Rotordurchmesser [m]
- β Parameter; lt. IEC 61400-1 [64] mit 6,4 [-] anzunehmen
- σ_1 Standardabweichung der Turbulenz (siehe Abschnitt 5-2.5.3) [-]
- t Zeitkoordinate[s]
- T Gesamtsimulationszeit (lt. IEC 61400-1 [64]: $T=12$ [s])
- Λ_1 longitudinaler Turbulenzlängenparameter (siehe Abschnitt 5-1.1) [m]

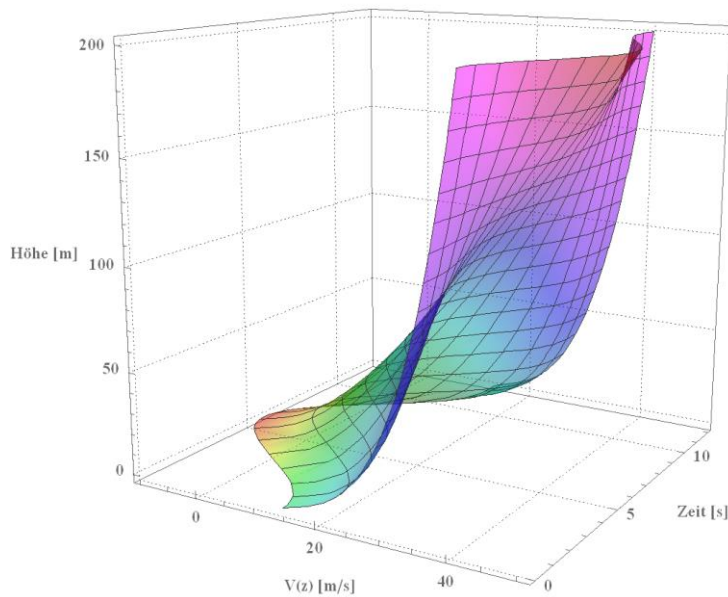


Abbildung 5-15: Verlauf des extremen vertikalen Windgradienten über Höhe und Zeit

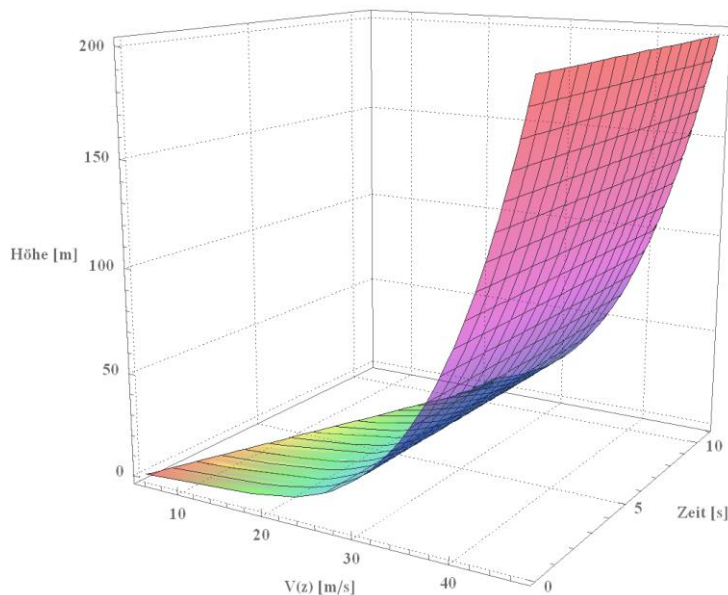


Abbildung 5-16: Verlauf des extremen horizontalen Windgradienten über Höhe und y-Koordinate

5-2.7 MONTAGEWINDLASTEN

Für den Zeitraum der Montage kann unter Berücksichtigung von Schutzmaßnahmen nach DIN EN 1991-1-4 [67] bzw. des entsprechenden gültigen nationalen Anhangs für Deutschland [57] die einwirkende Windlast reduziert werden, vgl. Tabelle 5-4:

Tabelle 5-4: *Abminderungsfaktoren für Montagewindlasten*

Dauer des vorübergehenden Zustands	mit schützenden Sicherungsmaßnahmen	mit verstärkten Sicherungsmaßnahmen	ohne Sicherungsmaßnahmen
bis zu 3 Tagen	$0,1 \cdot q$	$0,2 \cdot q$	$0,5 \cdot q$
bis zu 3 Monaten von Mai bis August	$0,2 \cdot q$	$0,3 \cdot q$	$0,5 \cdot q$
bis zu 12 Monaten	$0,2 \cdot q$	$0,3 \cdot q$	$0,6 \cdot q$
bis zu 24 Monaten	$0,2 \cdot q$	$0,4 \cdot q$	$0,7 \cdot q$

Zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit waren die Montagebedingungen der betreffenden Anlage noch nicht geklärt, wodurch auf eine Bemessung auf Montagewindlasten verzichtet wurde.

5-2.8 WINDLASTEN BEI EISANSATZ

Bei nicht umhüllten Turmkonstruktionen ergibt sich bei allseitiger Vereisung des Tragwerkes eine größere Windangriffsfläche. Dies kann bei offenen Stahlgittermasten eine wesentliche Erhöhung der Windlast bedeuten. Da es sich beim vorliegenden Turm um eine geschlossene Bauweise handelt, welcher durch die Verkleidung des Holztragwerkes windundurchlässig ist, ergibt sich durch allseitigen Eisansatz keine große Veränderung der Angriffsfläche.

5-2.9 SETZUNGEN, ERDDRUCK, SOHLWASSERDRUCK

Obwohl in der DIBt als Lastfall erwähnt, wurden geotechnische Parameter im Zuge der vorliegenden Arbeit nicht untersucht. Dafür bräuchte es eigene, dem Standort angepasste Untersuchungen.

5-2.10 IMPERFEKTIONEN

In [52] wird gefordert, dass eine Abweichung der Turmachse von der Vertikalen berücksichtigt werden soll. Dadurch sollten Ungenauigkeiten aus Montage, sowie einseitige Tragwerkserwärmung abgedeckt werden, wobei die Erwärmung im Holztragwerk durch die geringe Temperaturexpansion vernachlässigt werden kann.

Im Zuge der Berechnung des Turmes wurden Imperfektionen zur Berechnung nach Theorie 2. Ordnung berücksichtigt (siehe Abschnitt 6-5).

5-2.11 TEMPERATUR

Die Tragstruktur einer Windkraftanlage sollte auf einen Temperaturbereich von -20°C bis $+50^{\circ}\text{C}$ ausgelegt werden. (vgl. [4]) Für das vorliegende Projekt wurde keine Temperaturlast angesetzt, da keine Betonbauteile im großen Stil verwendet werden und für den Stahlturm oberhalb des Fachwerktores bereits eine Turmschiefstellung in Form von Imperfektionen berücksichtigt wurde.

5-2.12 EISLAST

Sofern nicht sichergestellt werden kann, dass die Anlage bei Eisansatz außer Betrieb ist, muss an den Rotorblättern ein Eisansatz nach DIBt berechnet werden. Dabei ist die Eismasse am Rotorblatt:

$$m_E(0,5) = c_E(R) * \vartheta * (1 + \vartheta) * \rho_E * t_W^2 \quad (5.26)$$

Mit:
$$c_E(R) = 0,3 * e^{-0,33 * R} + 0,00675 \quad (5.27)$$

Und:

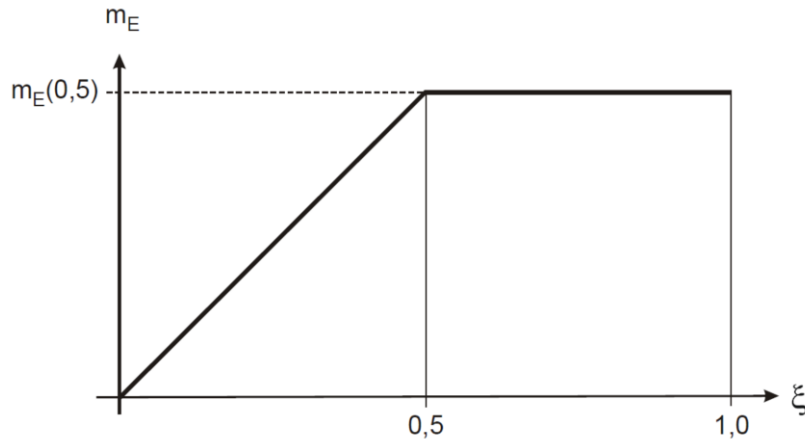


Abbildung 5-17: Eisansatz auf Rotorblätter in Abhängigkeit der Rotorblattlänge [52]

Dabei sind:

- ξPosition am Rotorblatt, bezogen auf dessen Länge [-]
- ϑ Verhältnis der Tiefe des Rotorblatts an der Spitze zur größten Tiefe des Rotorblatts [-]
- ρ_EDichte von Eis [kg/m³]
- t_w größte Tiefe des Rotorblatts [m]

5-2.13 WEITERE EINFLÜSSE

In der IEC werden weitere Umweltbedingungen genannt, welche Windkraftanlagen beeinträchtigen könnten. Dazu werden keine näheren Angaben gemacht, sodass einige mit den oben beschriebenen Ansätzen der DIBt bereits abgedeckt sind:

- Temperatur: Regelungen in DIBt vorhanden (siehe Abschnitt 5-2.11), für Stahltragwerk relevant, allerdings im vorliegenden Projekt nicht berücksichtigt
- Feuchtigkeit: Überlegungen diesbezüglich siehe Abschnitt 3-3
- Luftdichte: Änderungen wurden nicht berücksichtigt.
- Sonneneinstrahlung: Überlegungen dazu siehe Abschnitt 3-3.
- Regen, Hagel, Schnee, Eis: Regeln zum Eisansatz werden in der DIBt -Richtlinie angegeben (siehe Abschnitt 5-2.8 und 5-2.12); sämtliche anderen Aspekte betreffen die konstruktive Ausbildung der Turmhülle (siehe Abschnitt 3-3)
- chemisch aktive Substanzen: Einfluss wird im Rahmen dieses Projektes nicht berücksichtigt
- mechanisch aktive Partikel: Einfluss wird im Rahmen dieses Projektes nicht berücksichtigt
- Salzhaltigkeit: Der Einfluss des Salzgehaltes in der Luft kann vernachlässigt werden, da der Standort für den vorliegenden Hybridturm im Binnenland liegt.
- Blitzschlag: Einfluss wird im Rahmen dieses Projektes nicht berücksichtigt
- Erdbeben: Regeln zu Erdbeben werden in der DIBt -Richtlinie angegeben (siehe Abschnitt 5-2.3)

In [4] werden neben den oben genannten Einflüssen noch folgende weitere Einflüsse beschrieben:

- Vogelschlag: Der Fall der Kollision eines Vogels mit der Anlage wurde in früheren schwedischen Lastannahmen berücksichtigt (vgl. [4]). Im vorliegenden Projekt wird er vernachlässigt, da es einzig für die Auslegung des Rotors relevant ist.

- orographische Einflüsse: Der Einfluss von Windströmungen durch die Geländesituation vor Ort kann in diesem Projekt nicht betrachtet werden, da kein spezieller Standort festgelegt wurde.

5-2.14 ZUSAMMENFASSUNG DER WINDMODELLE

Windmodelle sind entweder als stationäre oder turbulente Modelle zu betrachten. Bei stationären Modellen ist keine Turbulenz vorhanden; für alle anderen muss eine Turbulenz angenommen werden. Für die Berechnung der einzelnen Windmodelle werden, wie bereits in vorherigen Kapiteln beschrieben, aus verschiedenen Modellen Werte übernommen. In der Abbildung 5-18 werden die Zusammenhänge zwischen den unterschiedlichen Modellen dargestellt.

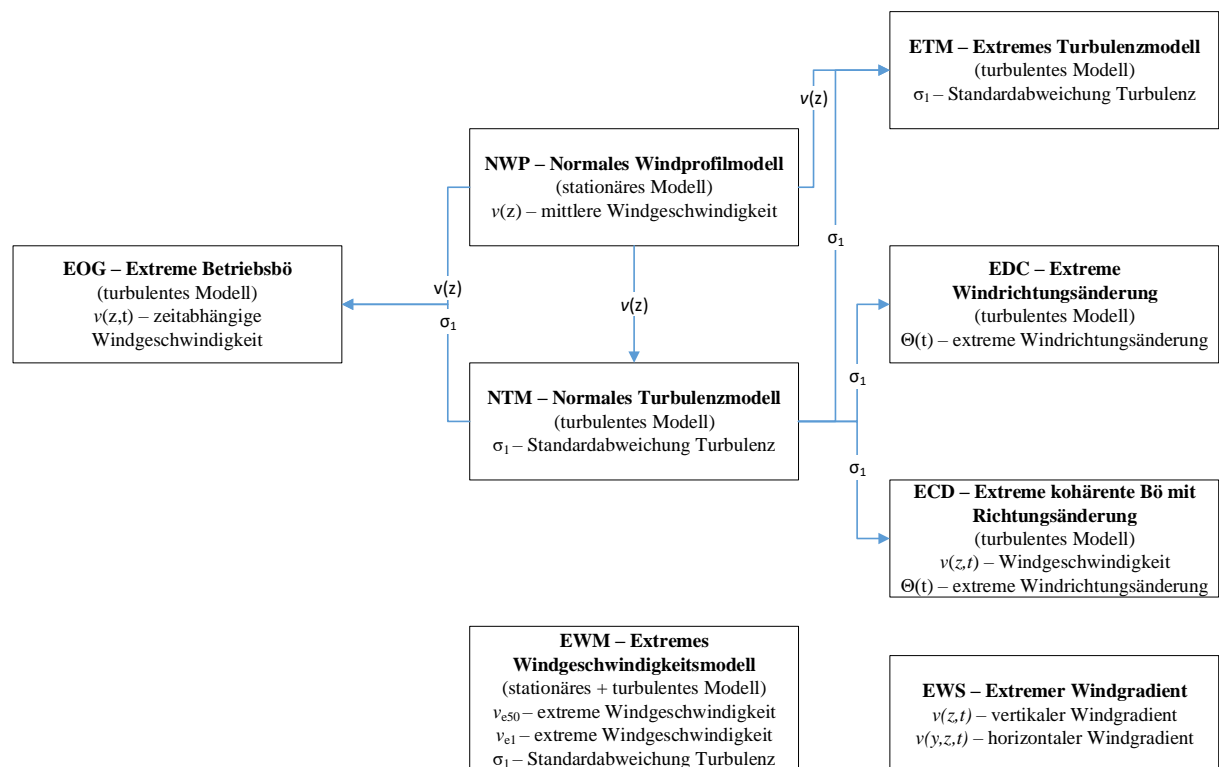


Abbildung 5-18: Zusammenhang der einzelnen Windmodelle

5-3 LASTKOMBINATION

Die in Abschnitt 5-2 beschriebenen Lastfälle werden nach den Regeln aus [52] und [64] zu Bemessungslastfällen (Design Load Cases (DLC)) kombiniert. Dabei werden externe Bedingungen (Windbedingungen) mit den maßgeblichen Betriebsbedingungen der Anlage (Betrieb, Start, Stopp, etc.), sowie anderen Situationen wie Wartung oder Montage überlagert. Die Design Load Cases werden im weiteren Schritt zu Auslegungszuständen (=Bemessungssituationen bzw. Einwirkungskombinationen) gruppiert. Die Zuordnung der Lasten zu Load Cases ist in der EN 61400-1 [64] tabellarisch aufgelistet, ebenso wie der jeweils für die Bemessungssituation geforderte Nachweis (Tragfähigkeits- oder Ermüdungsnachweis). (siehe Tabellen im Anhang C-1; da diese nicht für den weiteren Projektverlauf benötigt werden wird nicht näher darauf eingegangen).

Zur Kombination der Lastfälle werden die in Tabelle 5-5 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Bemessungssituation „Ermüdung“ ist immer mit 1,0 angegeben.

Tabelle 5-5: Teilsicherheitsfaktoren nach [52]

	normal	anormal	Transport/Errichtung	günstige Lasten
Trägheits- und Gravitationslasten	1,35	1,10	1,50	0,90
Vorspannung	1,00	1,00	1,00	0,90
Wärmeeinwirkung	1,35	-	-	
	-	1,00	-	1,00

5-3.1 BEMESSUNGSSITUATIONEN

Die für die Auslegung notwendigen Einwirkungskombinationen werden aus folgenden Bemessungssituationen gebildet und unabhängig voneinander betrachtet:

- *N*: normale Bemessungssituation
- *A*: außergewöhnliche Bemessungssituation
- *T*: Transport und Errichtung der Anlage, sowie Wartungszustand
- *F*: Ermüdung

5-3.2 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die vollständige Auflistung der Bemessungssituationen befindet sich in Tabelle 2 der EN 61400-1 bzw. kann dem Anhang C-1 dieser Arbeit entnommen werden. Auf eine genaue Beschreibung der Betriebssituationen (Load Cases) von Windkraftanlagen wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet, nachdem die dynamische Simulation der Windbelastung nicht selbstständig durchgeführt werden kann und zusätzlich nicht alle sonstigen Bedingungen seitens der Elektrotechnik bekannt sind. Die in den Tabellen in Anhang C-1 beschriebenen Betriebssituationen werden in der dynamischen Simulation kombiniert und berücksichtigt. Ergebnisse aus der dynamischen Simulation für den in Abbildung 5-20 beschriebenen Turmschnitt +138,15 m (Oberkante Turm) können Anhang C-3 entnommen werden, wobei über die jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte auf die Bemessungssituation rückgeschlossen werden kann.

5-4 BERECHNUNGSMETHODEN

Die Ermittlung der Schnittgrößen an den Bauteilen einer Windkraftanlage ist ein Prozess, welcher nur mit Hilfe von computergestützter CFD-Simulationen (Computational Fluid Dynamics – Strömungsanalyse) der einwirkenden Lasten und des dynamischen Verhaltens der Anlage erfolgen kann. Auf Rotor und Turm wird ein turbulentes, dreidimensionales Windfeld angesetzt, welches verschiedene Betriebs- und Störfälle beinhaltet. Nachdem die Simulation über gesamte Lebensdauer einer Anlage sehr zeit- und rechenintensiv wäre, werden spezielle Szenarien in kleinen Zeitfenstern, inkl. Einzelereignisse wie die 50-Jahres-Böe, Start- und Stoppvorgänge; Netzabschaltungen, etc. untersucht, und daraus die bemessungsrelevanten Daten gesammelt.

Für Rohrtürme ist es möglich, eine vollständige dynamische Analyse der Anlage auf Basis der Elastizitätstheorie zu erstellen (siehe Abbildung 5-19 Punkt „a“). Für Gittertürme wird eine vereinfachte Berechnung (siehe Abbildung 5-19 Punkt „b“) eingesetzt, mit der Voraussetzung, dass bei der Berechnung der Eigenfrequenz ein 5 %-Abstand zu den Erregerfrequenzen eingehalten wird (vgl. [19]). In beiden Berechnungsvarianten wird der Wind nach dem oben beschriebenen Windfeld inkl. Turbulenzmodell, der Aerodynamik des Rotors und der maschinenbaulichen Anlagenteile modelliert, sowie die Steuerung der Anlage miteinbezogen. Bei der gesamtdynamischen Berechnung wird zusätzlich das dynamische Verhalten der Struktur (Turm u. Gründung) mitmodelliert. Dies fällt bei der vereinfachten Berechnungsvariante weg, da der Turm nur als Ersatzstab mit möglichst realen Steifigkeiten des Raumfachwerks abgebildet wird (vgl. [19]).

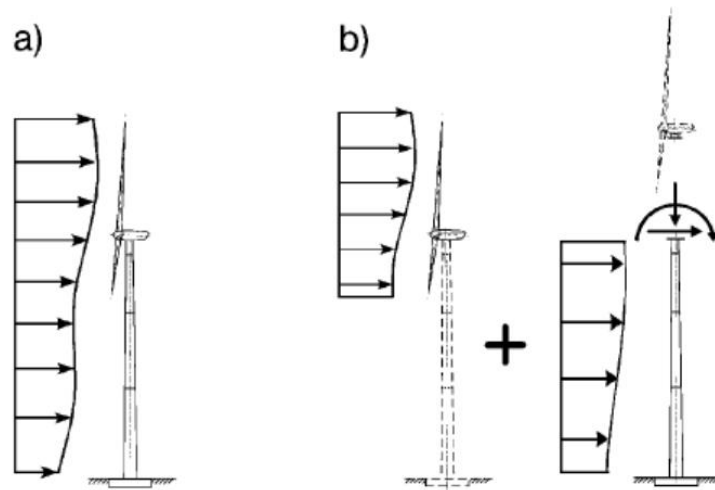


Abbildung 5-19: Gesamtdynamisches und vereinfachtes Berechnungsverfahren [19]

Um bei der vereinfachten Berechnung Schnittkraftverläufe der Fachwerksbauteile zu erhalten, werden verschiedene Turmschnitte definiert, an denen die Schnittkräfte des Ersatzstabes ausgelesen werden. In weiterer Folge werden die erhaltenen Schnittkräfte am realen System für eine statische u. dynamische Berechnung des Tragwerkes aufgebracht. Im vorliegenden Projekt wurden diese Auswertungen für folgende Schnitte vom Turbinenhersteller durchgeführt (siehe Abbildung 5-20):

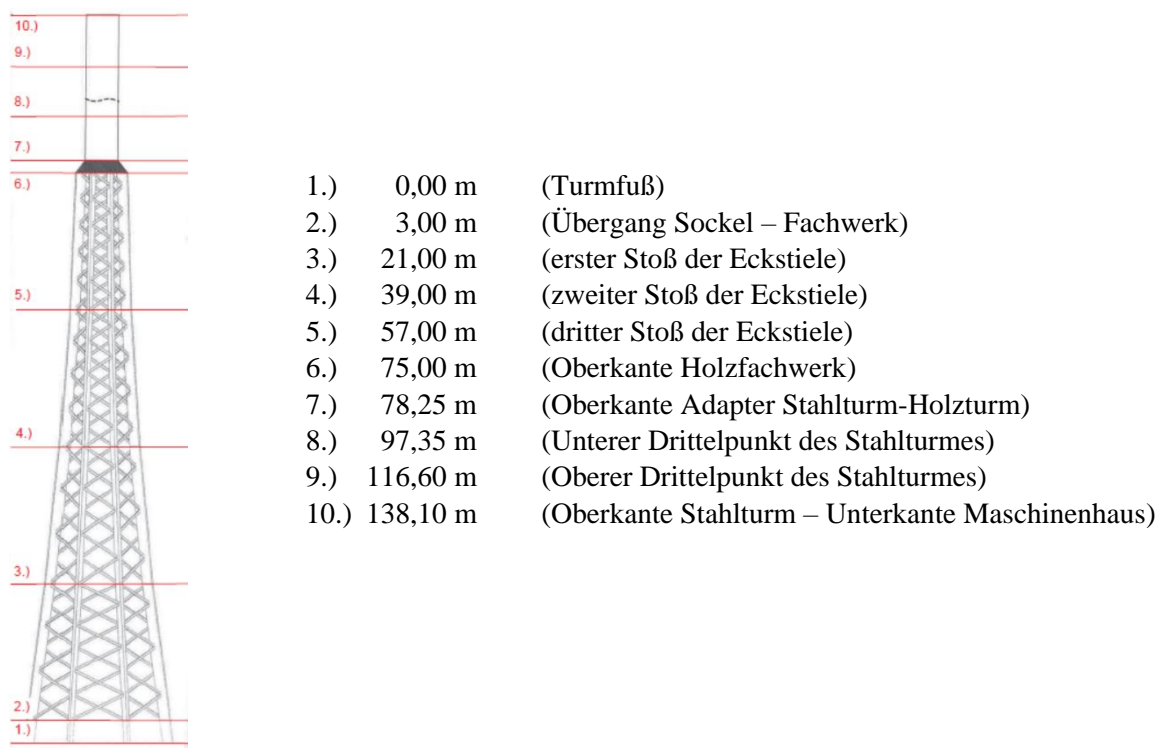


Abbildung 5-20: Turmschnitte

Die angesetzten Lasten werden in mehreren Untersuchungen im jeweiligen Schnitt am realen Turmsystem angesetzt, wobei die darüber liegende Struktur als nicht tragend angesehen wird und die Stäbe in der Berechnung zu Nullstäben gesetzt werden. Die aus der Simulationsrechnung erhaltenen Lasten sind auf Bemessungsniveau, d.h. alle benötigten Teilsicherheitsbeiwerte der unterschiedlichen Lastanteile wurden bereits in der Simulation berücksichtigt.

Durch die Simulation der Einwirkungen am Ersatzstab ergibt sich, dass bei Änderungen der Turmstruktur die Lastermittlung aufgrund geänderter Turmsteifigkeiten erneut durchgeführt werden muss. Nach [41] ergibt sich ein „*iterativer Prozess, wobei die Lasten mehrfach mit veränderter Turmstruktur neu ermittelt werden, bis eine wirtschaftliche und sichere Auslegung erfolgt ist.*“ (Berechnung von „Loops“)

Es ist schwierig vorzusehen, welcher Betriebs- oder Störfall für die Turmbemessung relevant sein wird, da die Anlage bei Extremereignissen außer Betrieb gesetzt und die Rotorblätter aus dem Wind gedreht werden, sodass beispielsweise das theoretisch maximale auftretende Biegemoment im Turmfuß während der Lebensdauer der Anlage gar nie auftreten kann. Dementsprechend tritt das maximale Biegemoment genau kurz vor jenem Zeitpunkt auf, an dem die zunehmende Windgeschwindigkeit die Abschaltwindgeschwindigkeit erreicht.

Mangels Simulationsmöglichkeit für die oben genannte dynamische Analyse der Anlage wurden für das vorliegende Projekt Lasten aus einer ähnlichen Struktur mit gleichen Bauwerksdimensionen übernommen, die für die Berechnungen in dieser Arbeit zur Verfügung gestellt wurden. Durch Variation der Eckstiel-Geometrie, sowie der Ausfachung des Fachwerkes entstehen andere Turmsteifigkeiten, wodurch die angesetzten Einwirkungen nur als Näherungswerte anzusehen sind. (Es kann nicht davon ausgegangen werden, dass der vorliegende Turm eine annähernd idente Systemsteifigkeit aufweist wie jener des Projektes, aus welchem die Lasten errechnet wurden.) Für die erstmalige Berechnung wurden nur die Lasten aus dem 138,15 m-Turmschnitt entnommen; weitere Turmschnitte würden auf gleiche Art und Weise zu untersuchen sein, um die ungünstigste Belastungssituation ausfindig zu machen.

In [4] werden neben der oben beschriebenen Zeitverlaufsmethode noch weitere Methoden zur Berechnung von Schnittgrößen beschrieben.

In der Spektralmethode werden die Einwirkungen nicht als zeitabhängige Daten behandelt, sondern als Erregerspektrum, in dem alle Belastungen enthalten sind. Dies ergibt den Vorteil, dass im Vergleich zur Zeitverlaufsmethode nicht ein Zeitfenster der Windturbulenz betrachtet wird, sondern alle möglichen Belastungsfälle bei einem niedrigeren Rechenaufwand. Der Nachteil an dieser Methode ist, dass die Schnittgrößen nicht als Zeitverläufe, sondern als Antwortspektren verfügbar sind. Weiters kann mittels deterministischer Methoden die Zeitverlaufsmethode auf Einzelfälle der Belastung übertragen werden, um in weiterer Folge Werte für die ULS-Bemessung zu erhalten. Eine Bemessung der Bauteile auf Ermüdung ist allerdings nicht möglich (vgl. [4]).

Mit dem Wandel der Zeit und der einhergehenden Zunahme an Rechenleistung ist es mittlerweile Standard, die Berechnungen mithilfe der Zeitverlaufsmethode durchzuführen, sodass oben angeführte analytische Methoden nicht mehr zeitgemäß sind. Voraussetzung für diese Art der Berechnung ist, dass der zeitliche Verlauf der Windgeschwindigkeit über Regelwerke wie die ÖNORM EN 16400-1 [64] errechnet werden können. Um möglichst realitätsnahe Ergebnisse der Schnittgrößen zu erlangen, wird in [19] ein Simulationszeitraum von 600 Sekunden bzw. mehrere Simulationsdurchläufe je Lastfall empfohlen. Dadurch sollte abgedeckt werden, dass die Windturbulenz stochastisch auftritt.

KAPITEL 6: MODELLIERUNG

6-1 ALLGEMEINES

Aufgrund der unzähligen Varianten, die es in der Erstellung der Fachwerksgeometrie gibt (Äußere Form der Eckstiele, unterschiedliche Ausfachungsvarianten des Raumfachwerks, u.a.), wurde die Entscheidung getroffen, die Geometrie des Holzturmes automatisiert zu erzeugen. Nachdem der Aufbau der Turmstruktur einfachen geometrischen Regelmäßigkeiten folgt (Symmetrie, Lage der Fachwerksdiagonalen, etc.), ist es sinnvoll, die Geometrieerstellung der Stabachsen über parametrische Programmierung zu automatisieren und die fertige Struktur in das FE-Programm zu importieren (siehe Abschnitt 6-3.1). Dadurch wird der Modellierungsaufwand minimiert und es können Änderungen am Modell schnell und einfach durchgeführt werden.

Neben der Geometriegenerierung wurde auch die Eingabe der Lastfälle samt Lasten und Ergebniskombinationen automatisiert. Dies erfolgt ebenfalls über eine Programmschnittstelle in RFEM, mit der von MS - Excel tabellarisch aufbereitete Daten importiert werden können (siehe Abschnitt 6-5).

Der Stahlturm wurde in RFEM vormodelliert und mit Parametern versehen, sodass dieser ähnlich wie das Fachwerkmodell nach Bedarf einfach geändert werden. Nach Import des Fachwerkturnes nach RFEM wird das Stahlturm-Modell manuell in das Gesamtmodell an der Oberkante des Holzturmes eingefügt.

In den nachfolgenden Kapiteln wird die automatisierte Eingabe der Modelldaten, sowie das Zusammensetzen der einzelnen Teilmodelle zu einem Gesamtmodell näher beschrieben.

6-2 TURMKOORDINATENSYSTEM

Während der Konstruktion und Planung von Windkraftanlagen werden üblicherweise mehrere lokale Koordinatensysteme verwendet. Die Ausrichtung ist auf das jeweilige betrachtete Bauteil bezogen. Die Turmgeometrie an sich basiert auf einem kartesischen Koordinatensystem, wobei dessen Ursprung in der Ebene des Auflagers des Turmes liegt und die positive z-Achse entlang der Turmachse Richtung Turmspitze zeigt (siehe Abbildung 6-1).



Abbildung 6-1: Turmkoordinatensystem [52]

Der im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Programmcode zur Geometriegenerierung verwendet zur Positionierung der Eckstiele die yz -Ebene, auf welcher die erste Eckstielachse liegt. Die weiteren Eckstiele werden durch Rotation um die Turmachse erzeugt (siehe Abschnitt 6-3.1.2).

6-3 GEOMETRIEGENERIERUNG

Die statische Analyse des Fachwerktores erfolgt mittels der Software RFEM (Version 5.09.01 der Dlubal Software GmbH). Die Geometrie wird dabei wie bereits beschrieben nicht direkt im Programm eingegeben, sondern im Vorfeld über die CAD-Software Rhinoceros (Version 5.9; Fa. Robert McNeel & Associates) bzw. dessen Plug-In Grasshopper (Version 0.0.0076; Fa. Robert McNeel & Associates) generiert (siehe Abbildung 6-2).

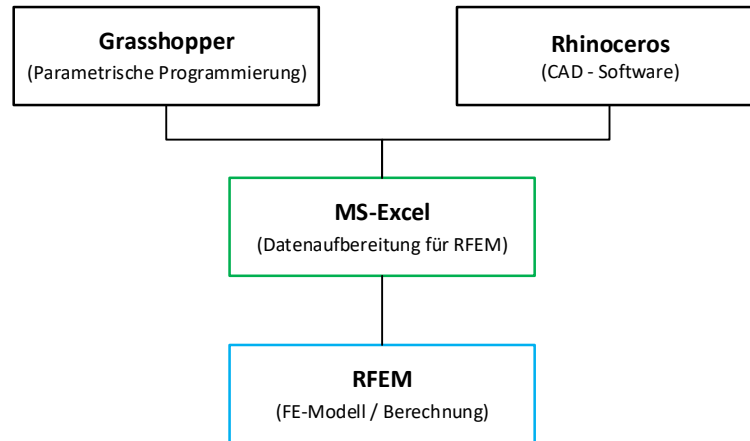


Abbildung 6-2: Ablauf Modellgenerierung

Rhinoceros ist ein Programm zur Modellierung und Analyse von dreidimensionalen Objekten mit einer großen Auswahl an Programmiererweiterungen. Unter anderem bietet sich mit dem Plug-In Grasshopper die Möglichkeit, Strukturen über eine visuelle Programmiersprache durch Algorithmen zu generieren und diese sowohl an Rhinoceros als Modell, als auch als Geometriedaten in andere Programme (beispielsweise MS - Excel) zur weiteren Analyse auszugeben.

Für die Turmgeometrie wurde ein Algorithmus programmiert, womit fünf der in Abschnitt 2-2.2 beschriebenen Fachwerktypen ausgegeben werden können. Erstellt werden in Grasshopper nur die Stabachsen ohne Querschnitte. Die Geometriepunkte des durch Einstellen der programmierten Geometrieparameter erzeugten Modells werden über eine Export-Funktion an eine vorbereitete Berechnungsdatei an MS - Excel weitergegeben. Die Tabellenblätter dieser Datei sind analog zu den in RFEM verwendeten Tabellen aufbereitet (siehe Abbildung 6-10), sodass die Geometrie direkt in das Statikprogramm importiert werden kann. Vorher werden allerdings in MS - Excel aus den von Grasshopper übergebenen Punkten wieder Linien bzw. Stäbe erstellt. Diese werden mit Nummern versehen, je Linie wird ein Punkt zur Orientierung der Stabkoordinatensysteme zugewiesen. Danach werden die Daten je nach Datentyp (Linie, Punkt) in den jeweiligen Tabellen abgelegt. Letztlich kann über die Import-Funktion von RFEM auf das fertige Turmmodell samt Stabendgelenke und Querschnitte aus MS - Excel zugegriffen werden. So entsteht die Möglichkeit, relativ schnell Änderungen an der Geometrie vornehmen zu können, ohne das statische Modell in RFEM von Hand neu aufbauen zu müssen.

Die nachfolgenden Kapitel erläutern kurz die Funktionsweise der jeweiligen Programme, den Ablauf der Modellgenerierung, sowie die Abfolge bzw. Datenweitergabe zwischen den Programmen.

6-3.1 GRASSHOPPER / RHINOCEROS

Die Programmoberfläche von Grasshopper besteht aus einzelnen Komponenten (siehe Abbildung 6-3). Diese verfügen, mit Ausnahme von einigen Sonderkomponenten, analog zu Programmen jeweils über einen oder mehrere Eingangs- und Ausgangsvariablen, welche verschiedene vordefinierte Datentypen in unterschiedlichen Formaten enthalten können (z.B. eine Liste von Punkten, eine Matrix aus Linien oder eine einzelne Zahl). Untereinander werden die Komponenten über Linien „vernetzt“, wodurch Datenströme zwischen den einzelnen Komponenten entstehen und letztendlich eine vollständige Turmgeometrie erstellt werden kann. Auf diese Art ist es möglich, komplexe Geometrien relativ einfach zu erzeugen.

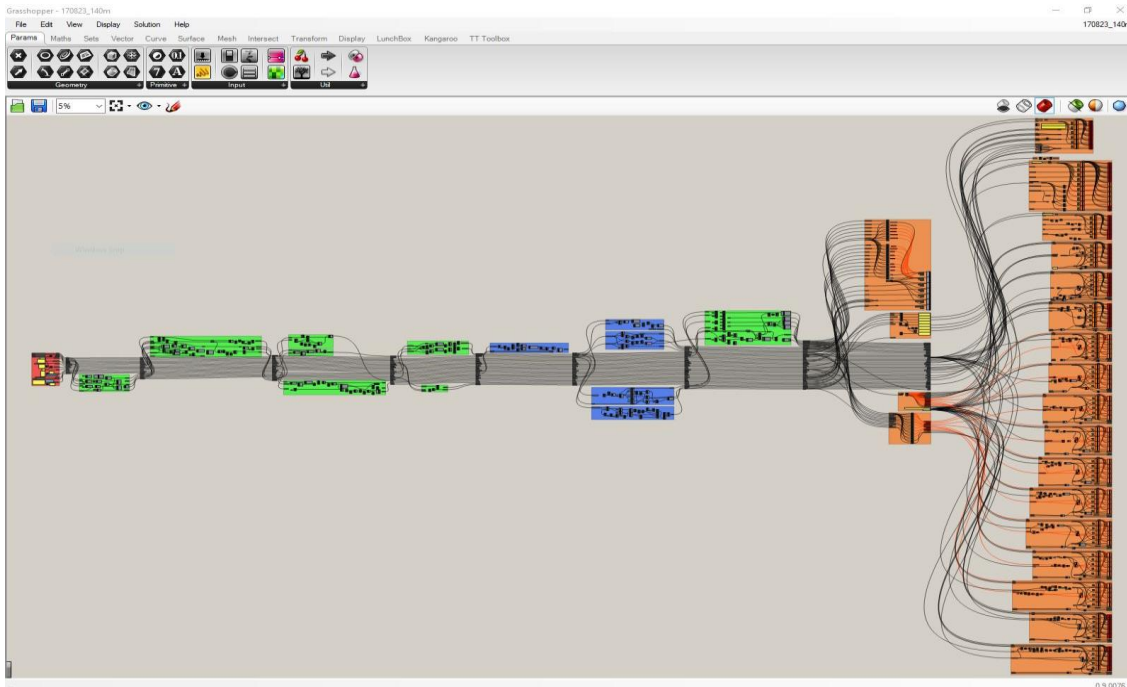


Abbildung 6-3: *Programmcode in der Programmieroberfläche von Grasshopper*

Während der Bearbeitung von Grasshopper-Programmcodes ist es möglich, im Modellbereich von Rhinoceros eine Vorschau der erzeugten Geometrie zu sehen (siehe Abbildung 6-4):

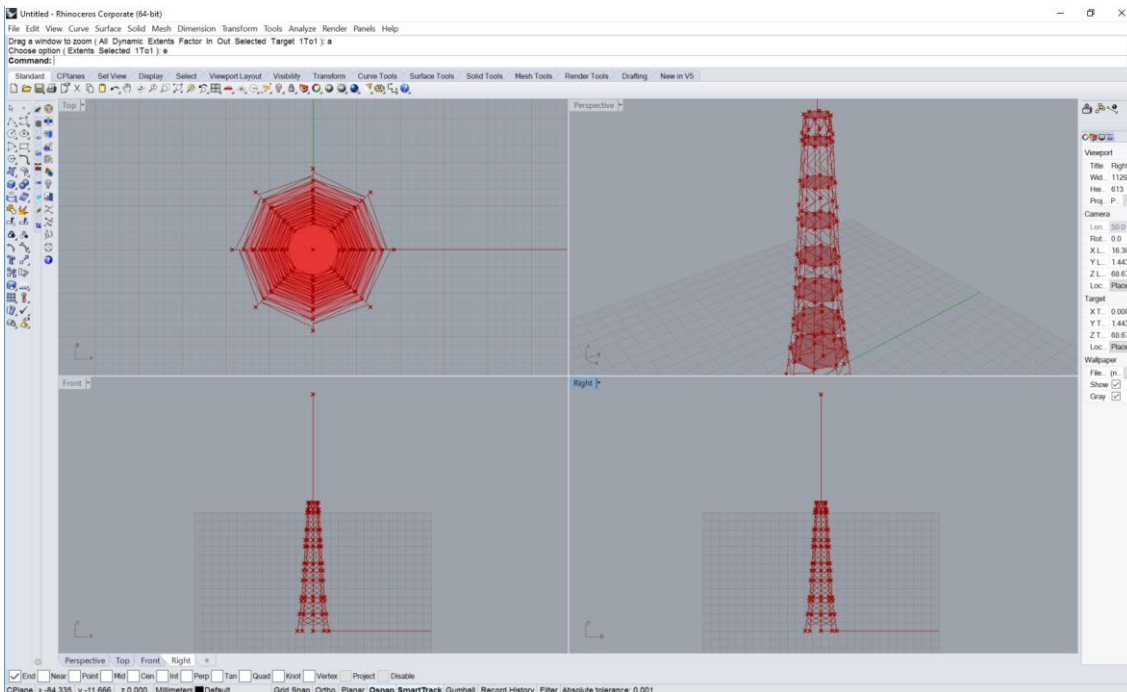


Abbildung 6-4: *Modellansichten in Rhinoceros als Vorschau der eingestellten Geometrie*

Aufgrund der hohen Anzahl der bei der Modellgenerierung anfallenden Variablen, speziell bei den unterschiedlichen Arten von Fachwerksausfachungen wurden zur Bewahrung der Übersichtlichkeit Kurzbezeichnungen für die einzelnen Bauteile des Fachwerks eingeführt, welche nachfolgend aufgelistet und im weiteren Verlauf des Kapitels näher erläutert werden:

- RFW Rautenfachwerk
 - SFW Sternfachwerk
 - KFW K-Fachwerk
 - DIA Diagonalenfachwerk
-
- ES Eckstiel
 - QS Querschotte
 - DM Durchmesser
 - LP Lagerpunkt
 - FW Fachwerk
 - GG Grundgeometrie (Hilfslinien, etc.)
 - RFWM Mittelpunkte der Diagonalstäbe bei RFW
 - ORPL Staborientierungspunkte für RFW-Diagonalstäbe, mit Orientierung nach links oben
 - ORPR Staborientierungspunkte für RFW-Diagonalstäbe, mit Orientierung nach rechts oben
 - ORPS Staborientierungspunkte für SFW-Horizontalstäbe
 - ORPK u. ORPKH Staborientierungspunkte für KFW
 - ORPDIA Staborientierungspunkte für DIA

Durch diese Kürzel, sowie einer Nummerierung der einzelnen Komponenten sind die Datenströme eindeutig zuordenbar. Diese Kurzbezeichnungen werden für die Geometriepunkte auch in MS - Excel und RFEM beibehalten.

Nachfolgend werden die einzelnen, in Modulen aufgebauten Teile der Datei zur Geometriegenerierung näher beschrieben (in Textform; Programmablaufpläne zu den Modulen sind dem Anhang B-1 zu entnehmen).

6-3.1.1 Übersicht

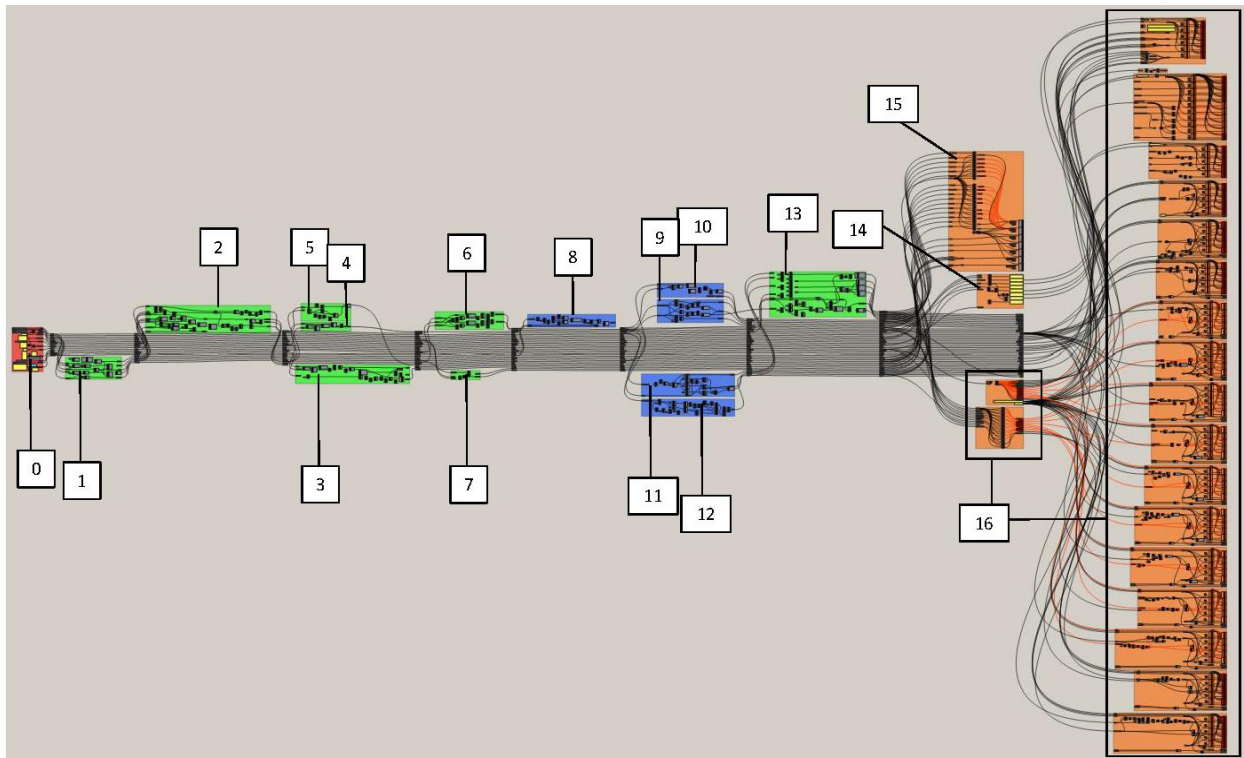


Abbildung 6-5: Übersicht des Programmcodes inkl. Nummerierung der Module

In der in Abbildung 6-5 dargestellten Übersicht ist der Aufbau der Geometriegenerierung ersichtlich. Die Farben der einzelnen Module spiegeln dabei deren Funktion wieder:

- Rot = Eingabe
- Grün = Allgemeine Geometrie, unabhängig der Fachwerksart
- Blau = Generierung der Fachwerkausfachung
- Orange = Datenauswertung und -export nach MS - Excel

Zur Bewahrung der Übersichtlichkeit wurden die Module nach ihrer Abfolge im Skript nummeriert und in dieser Reihenfolge nachfolgend beschrieben.

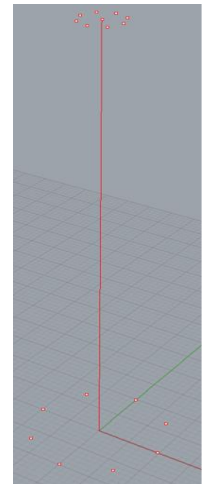
6-3.1.2 Modulkurzbeschreibung

0 – Eingabe

Im Eingabe-Modul können alle grundlegenden, geometriebildenden Parameter verändert und angepasst werden. Die Eingabe erfolgt über Textfelder, Schieberegler bzw. Dropdown-Auswahlen. Bei manchen Eingaben wurden bereits im Vorhinein Eingaben festgelegt (für Dropdown-Eingaben) bzw. ein Zahlenbereich definiert, in welchem sich der eingegebene Wert befinden muss (für Schieberegler). Für die Geometrie der Eckstiele können Punkte definiert werden, nach welchen sich die Achsen der Eckstiele anpassen. Die Anzahl der Schüsse wird durch deren Höhen eingestellt, welche nach Abschluss der Eingabe mit der Gesamthöhe des Holzturmes übereinstimmen muss. Für jeden eingegebenen Schuss muss auch angegeben werden, wie viele Sektionen an Diagonalen je Schuss bzw. Eckstielsegment enthalten sind.

1 – Allg. Geometrie

Dieses Modul bildet die geometrischen Grundlagen zur Erstellung der Eckstielachsen bzw. der weiteren Turmgeometrie. Über die Anzahl der Eckstiele wird ein Drehwinkel errechnet, um welchen durch Rotation zweier Punkte um die Turmachse die Lagerpunkte und die oberen Endpunkte der Eckstiele errechnet werden. Die Ausgangspunkte für die Rotation entsteht durch die im Eingabe-Modul angegebenen Turmdurchmesser am Turmfuß-Querschnitt, sowie am Turmkopf-Querschnitt.

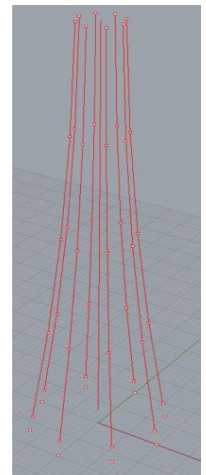


2 – Eckstiel-Achsen

Sofern die Eckstiele nicht linear verlaufen, sind für eine parabelförmige Geometrie weitere Punkte entlang der Eckstielachse erforderlich. Diese werden im Eingabe-Modul auf der yz - Ebene liegend eingegeben und im Modul Eckstiel-Achsen ähnlich wie die Lagerpunkte im Modul 1 um die Turmachse zum jeweiligen Eckstiel rotiert und in die Punktmatrix zur Generierung der Eckstiele eingepflegt.

Im Eingabemodul ist auszuwählen, ob die über die Hilfspunkte eingegebene Geometrie parabelförmig oder polygonal von Punkt zu Punkt verlaufen soll. Dementsprechend werden die Achsen zwischen den Punkten interpoliert oder linear verbunden.

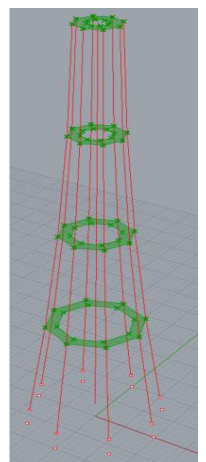
Um eine bautechnisch leicht umsetzbare Form der Trägerachsen zu erhalten, werden gebogene Achsen über die in der Eingabe geforderte Segmentlänge polygonal an die zuvor generierte Parabelform angenähert und linearisiert. Dadurch entstehen lineare Polygonzüge ohne Krümmung. Die Abstände der Knickpunkte entspricht dabei jener Länge, die im Modul 0 als Segmentlänge der Eckstiele eingegeben wurde.



3 – Querschotte

Die horizontale Aussteifung des Fachwerkturnes wird mittels Querschotte vorgesehen. Die Höhen der Querschott-Achsen können im Eingabe-Modul eingegeben werden, für das vorliegende Projekt sind diese Höhen identisch mit den Höhen der Montagestöße der Eckstiele. Um die Erschließung des Maschinenhauses am Turmkopf zu ermöglichen, verfügen die Querschotte über Aussparungen in der Mitte. Die Größe dieser Öffnungen kann ebenfalls über das Eingabe-Modul geregelt werden.

Aus den eingegebenen Höhen werden horizontale Ebenen erstellt, welche durch Auslesen deren Schnittpunkte mit den Eckstielachsen die Anschlusspunkte der Querschotte liefern.



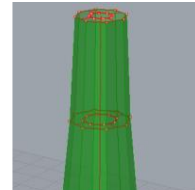
4 – Sockel

In der Geometrieerstellung wurde vorgesehen, dass im unterste Turmbereich bis zu einer bestimmten Höhe keine Ausfachung vorhanden ist. In diesem Bereich werden Sockel aus Beton vorgesehen, die als Lagerpunkte der Eckstiele dienen (siehe Abb. Anhang C-16). Die jeweilige Höhe der Sockeloberkanten ist

im Eingabe-Modul einzugeben. Sollte dies nicht benötigt werden, kann die Höhe mit Null angegeben werden.

5 – Turmhülle

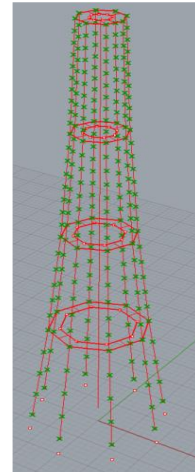
In diesem Modul werden Ebenen generiert, welche die Umhüllende der Eckstielachsen bilden. Die Eckpunkte der Ebenen befinden sich jeweils an den vier Enden einer Ausfachungssektion (Diagonalenanfang und -Ende). Die Ebenen dienen der Visualisierung der Außenhaut, welche zum Schutz der Holzkonstruktion vorgesehen wird (siehe Abschnitt 3-3).



6 – Fachwerkhöhen

Jeder im Eingabe-Modul definierte Schuss verfügt über eine ebenfalls dort definierte Anzahl an Ausfachungssektionen. Die Höhe jeder einzelnen Ausfachung wird durch Dividieren der Schusshöhe mit der Anzahl der Sektionen errechnet. In den dadurch erhaltenen Höhen werden horizontale Schnittebenen konstruiert, welche in den Schnittpunkten mit den Eckstielen die Anschlusspunkte der Ausfachung ergeben. Für das Diagonalenfachwerk wird dasselbe Verfahren angewendet, allerdings geometriebedingt mit doppelter Sektionsanzahl, da auf halber Sektionshöhe jeweils die Ausfachung der nächsten Turmseite an den Eckstiel anschließt.

Das Ergebnis der Berechnungen im Modul Fachwerkhöhen sind zwei Matrizen mit Geometriepunkten.

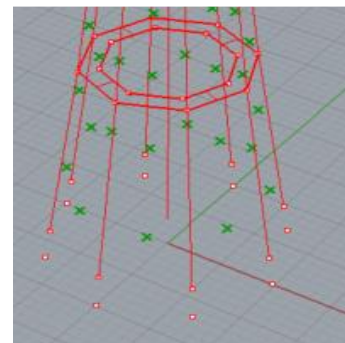


7 – sonst. Stäbe

Dieses Modul generiert einen Stab vom unteren Ende des Stahlturmes bis zur Rotornabe und dient nur zur Vorschau bzw. Berechnung der gesamten Turmhöhe (= Ersatzstab für den Rohrturm).

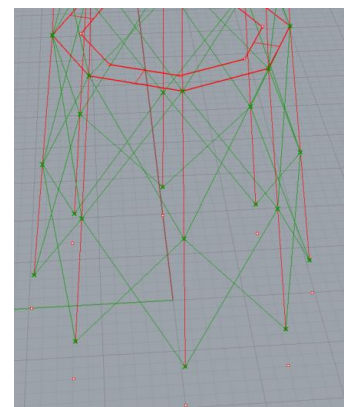
8 – RFW-Mittelpunkte

In diesem Modul werden die Schnittpunkte der kreuzenden Ausfachungsstäbe für Rautenfachwerke ermittelt. Aufgrund der Rotationssymmetrie des Turmes um seine vertikale Achse werden die Schnittpunkte zwischen den ersten beiden Eckstielen generiert und danach um den Winkel der Eckstiele (entspricht $360^\circ / \text{Anzahl der Eckstiele}$) um die Turmachse rotiert.



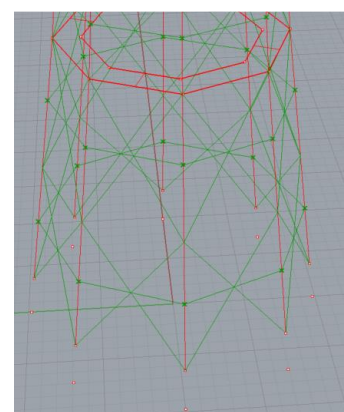
9 – RFW

Das Rautenfachwerk wird generiert, indem die in Modul 6 (Fachwerkhöhen) generierten Fachwerkanschlusspunkte miteinander vernetzt werden. Dafür wird die Anschlusspunkte-Matrix dupliziert und die Position der Koordinaten in der Matrix so modifiziert, dass die Punkte mit gleichen Indizes in den beiden Matrizen in der Ausfachungssektion schräg übereinanderliegen. (z. B. Punkt unten rechts und Punkt oben links). Wenn diese Punkte nun miteinander verbunden werden und dieselbe Vorgangsweise in die andere Richtung angewandt wird (Punkt unten links mit Punkt oben rechts), ergibt sich die Ausfachungsgeometrie des Rautenfachwerks.



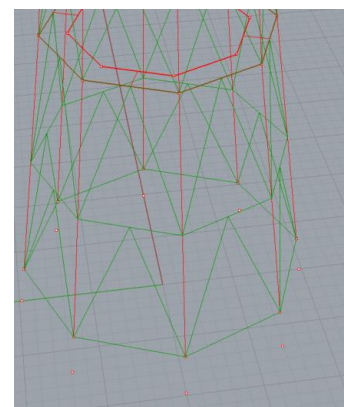
10 – SFW

Das Sternfachwerk ist ein um horizontale Stäbe auf Höhe der RFW-Mittelpunkte erweitertes Rautenfachwerk. Aus diesem Grund werden bei Auswahl des Sternfachwerkes die Daten des RFW und des SFW-Moduls ausgegeben werden. Im SFW-Modul selbst werden nur mehr die Horizontalstäbe zu den in Modul 9 generierten Diagonalen hinzugefügt. Die Generierung erfolgt über das Einfügen von horizontalen Ebenen, bei welchen die RFW-Mittelpunkte als Ursprung dienen. Die Schnittpunkte der Ebenen mit den Eckstielen ergeben eine Punktmatrix, woraus durch Verbinden der Punkte untereinander die horizontalen Stabachsen entstehen.



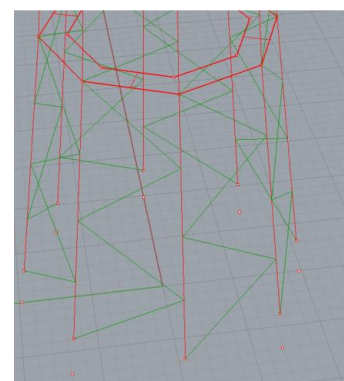
11 – KFW

Das K-Fachwerk besteht wie das Sternfachwerk aus horizontalen Ausfachungen, mit dem Unterschied, dass die Diagonalen nicht kreuzen, sondern deren oberen Enden mittig an die Horizontalstäbe anschließen. Die Horizontalstäbe werden aus den Punkten der bereits seit Modul 6 bestehenden Fachwerkanschlusspunkt-Matrix generiert. Die Linien werden danach in der Mitte geteilt, sodass drei Listen von Punkten entstehen (Anfangs- Mittel- und Endpunkte). Im nächsten Schritt werden die Mittelpunkte jeweils mit Anfangs- und Endpunkt der darunterliegenden Horizontalen verbunden, sodass dadurch die Diagonalen des K-Fachwerks entstehen.



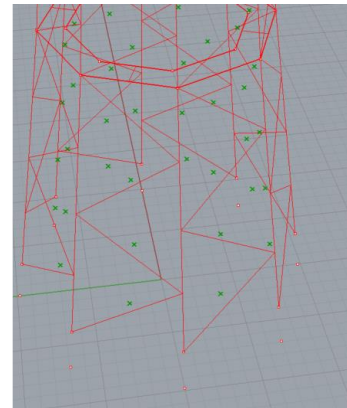
12 – DIA

Die Ausfachung dieses Fachwerktyps ist von der Form ähnlich der Ausfachung des K-Fachwerkes. Die Diagonalen sind um 90° gedreht und schließen beidseitig an die Eckstiele an. Modelliert wird die Ausfachung, indem die Punkte der für das Diagonalenfachwerk angelegte Matrix an Anschlusspunkten aus Modul 6 wie bei Modul 9 beschrieben positioniert und miteinander verbunden werden.



13 – Orientierungspunkte

Zur richtigen Eingabe der Geometrie in RFEM gehört auch die Voreinstellung der Orientierung der einzelnen Stäbe, sofern diese nicht mit dem globalen Koordinatensystem übereinstimmt. Jedem Stab wird ein Punkt außerhalb der Stabachse zugewiesen, welcher die lokale y- bzw. z- Achse des Stabquerschnittes definiert (siehe Abbildung 6-11). Im Orientierungspunkte - Modul werden alle zuvor generierten Linien geteilt, der Teilungspunkt normal auf die Ausfachungsebene in das Turminnere versetzt und diese Punkte in Form einer Matrix wieder ausgegeben. Den Punkten werden im Modul Excel – Export Punktnummern zugewiesen, welche über einen Schlüssel wieder den Liniennummern aus MS - Excel zugeordnet werden können.



14 – Modelldaten

Zur Modellkontrolle und zur besseren Vergleichbarkeit verschiedener Turmgeometrien untereinander, wurde ein Modul angelegt, welches relevante Daten zur Geometrie des Turmes informativ ausgibt. Es werden beispielsweise die Anzahl der erforderlichen Knotenpunkte oder die jeweilige Stabanzahl bzw. Gesamtlänge der Träger ausgegeben, sodass mit Kenntnis der eingesetzten Querschnitte auf die Baumasse rückgeschlossen werden kann.

15 – Bake Objects

Die im Modellbereich von Rhinoceros angezeigte Turmgeometrie ist, solange sie über Grasshopper generiert wird, nur als Vorschau verfügbar, d.h. die Linien sind in Rhinoceros nicht greifbar. Damit die Geometrie auch zum Austausch mit anderen Programmen verfügbar wird, muss sie erst von Grasshopper nach Rhinoceros über die sogenannte bake-Funktion exportiert werden. Das Modul Bake Objects übernimmt diesen Geometrieexport. Zuerst werden die Geometriedaten je nach Typ des Fachwerks gefiltert (damit nur benötigte Daten ausgegeben werden), danach werden den jeweiligen Objekten vordefinierte Layer zugewiesen. Alle Elemente der Ausfachung werden einem Layer zugewiesen, die restlichen Elemente des Turmes werden auf eigene Layer exportiert.

16 - Excelexport

Das größte und in seiner Programmierung aufwändigste Modul stellt das Exportmodul als Schnittstelle zu MS - Excel dar. Dafür wird auf die Grasshopper-Erweiterung „*TT Toolbox*“, welche über erweiterte Exportfunktionen nach MS - Excel verfügt, zurückgegriffen.

Im Modul „Streamgates“ werden alle generierten Punkte gesammelt und je nach gewählter Fachwerksart an die Export-Komponenten weitergegeben (die Daten aus dem KFW - Modul werden beispielsweise bei Wahl des Rautenfachwerks verworfen.)

Die gefilterten Punkte werden im nächsten Schritt in ihre Punktkoordinaten zerlegt, jedem Punkt wird nach einem in Kapitel 4-2.3 definierten Schema eine Nummer zugewiesen, welche letztlich die Punktnummer in RFEM darstellt. Dadurch entstehen vier Listen mit Zahlen (x -, y -, z - Koordinaten und Punktnummerierung), die in die Spalten des Tabellenblattes ‚1.1 Knoten‘ exportiert. Dieses Tabellenblatt ist analog zur Tabelle 1.1 in RFEM aufgebaut. Zur besseren Orientierung wurde in MS - Excel eine weitere Spalte „Anmerkungen“ angelegt, welche mit den zu den Punkten gehörigen Kürzeln (siehe Beschreibung Abschnitt 4-1.2) gefüllt wird.

Bevor der Geometrie-Export nach MS - Excel gestartet werden kann, ist es notwendig, dass die Berechnungstabellen frei von alten Export-Daten sind.

Zusätzlich zur Punkt-Tabelle werden Daten in drei weitere Tabellenblätter exportiert: In der Übersichtstabelle werden informativ die wichtigsten geometrischen Daten zu dem generierten Fachwerk angeführt;

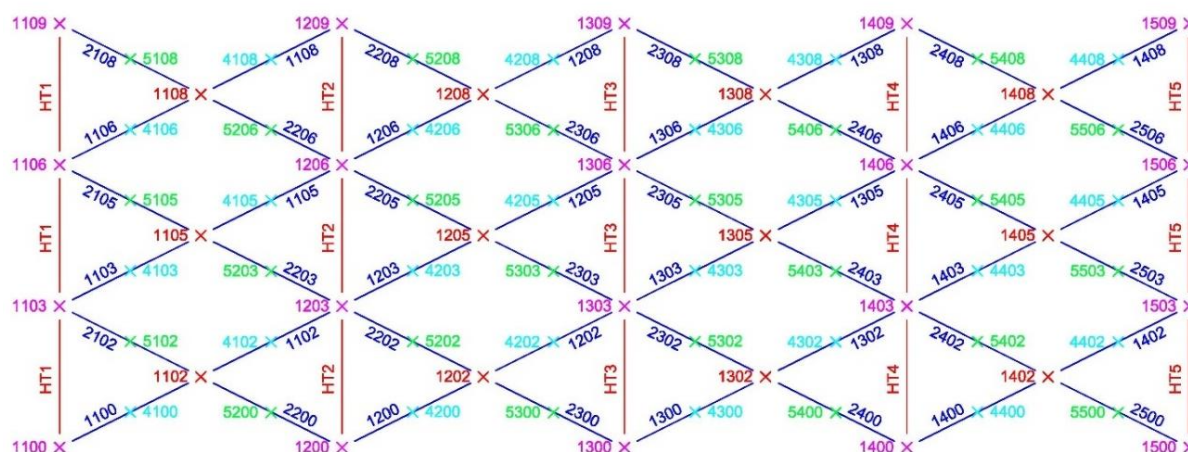
die Flächen- bzw. Stabgeometrie wird in den beiden gleichnamigen Tabellenblättern berechnet. Dazu werden dieselben Punktnummern wie in dem Knoten-Tabellenblatt verwendet und wie zuvor in Grasshopper über den Schlüssel der Punktnummern vernetzt (siehe Abbildung 6-6 bis Abbildung 6-9). Diese beiden Tabellen sind nur Hilfstabellen, welche Daten errechnen und diese an andere Tabellen weitergeben. Sie werden nicht nach RFEM exportiert

6-3.2 OBJEKTNUMMERIERUNG

Wie in FE-Programmen üblich, ist es auch in RFEM notwendig, jedem Strukturobjekt (Linie, Stab, Punkt, Fläche, etc.) eine ID zuzuweisen. Diese Nummerierung kann automatisch erfolgen, mit dem Nachteil, dass dies willkürlich geschieht. Für die Orientierung in Modellen mit vielen Punkten und Stäben wie im vorliegenden Modell ist es jedoch von Vorteil, die Nummerierung manuell vorzunehmen. Durch den Geometrieimport aus MS - Excel ist es möglich, diese Nummerierung strukturiert durchzuführen, sodass jedem Objekt eine fix definierte Nummer zugewiesen wird.

Die Punkte der Eckstiele wurden (im Grundriss gegen den Uhrzeigersinn) – mit den Nummern $Ixx - 9xx$ benannt. Je nach gewählter Ausfachungsart wurde die Nummerierung so gewählt, dass sowohl Punkte als auch Linien dem nächstgelegenen Eckstiel zugeordnet werden. Nachfolgend wird für jede Ausfachungsart die gewählte Nummerierung schematisch dargestellt.

Nummerierungsschema RFW

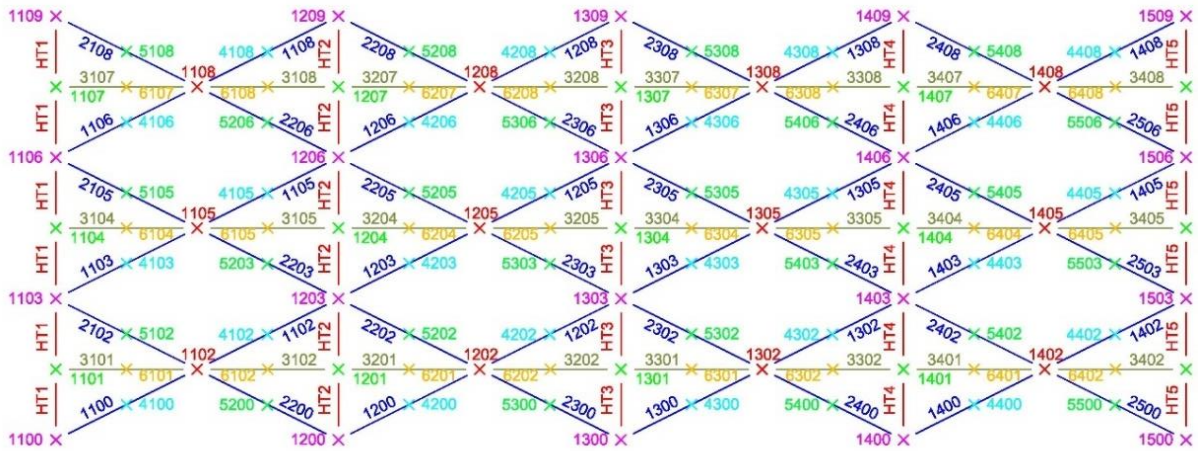


Legende

- HT1 Hauptträger (nicht systematisch nummeriert)
- × 1100 RFW-Punkte (RFWR + RFWL) (Anschlusspunkte HT-Ausfachung)
- × 1102 RFWM-Punkte
- × 4100 ORPR-Punkte (Orientierungspunkte Teil 1)
- × 5200 ORPL-Punkte (Orientierungspunkte Teil 2)
- 1100 Ausfachung Rautenfachwerk

Abbildung 6-6: Nummerierungsschema Rautenfachwerk (Turmabwicklung)

Nummerierungsschema SFW

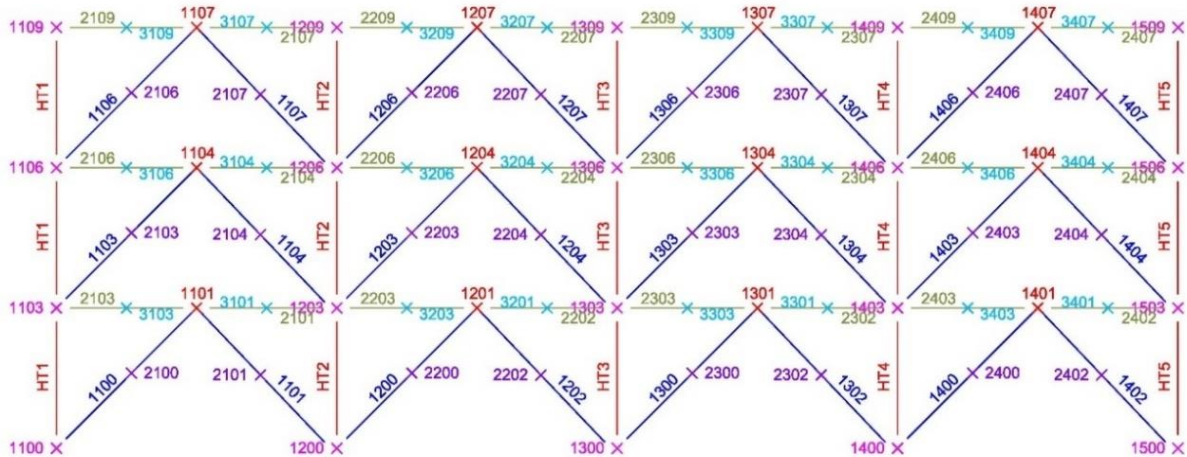


Legende

- HT1 Hauptträger (nicht systematisch nummeriert)
- × 1100 RFW-Punkte (RFWR + RFWL) (Anschlusspunkte HT-Ausfachung)
- × 1102 RFWM-Punkte
- × 4100 ORPR-Punkte (Orientierungspunkte Teil 1)
- × 5200 ORPL-Punkte (Orientierungspunkte Teil 2)
- 1100 Ausfachung Rautenfachwerk
- × 5200 SFW-Punkte
- 3100 Ausfachung SFW
- × 5200 ORPS-Punkte

Abbildung 6-7: Nummerierungsschema Sternfachwerk (Turmabwicklung)

Nummerierungsschema KFW

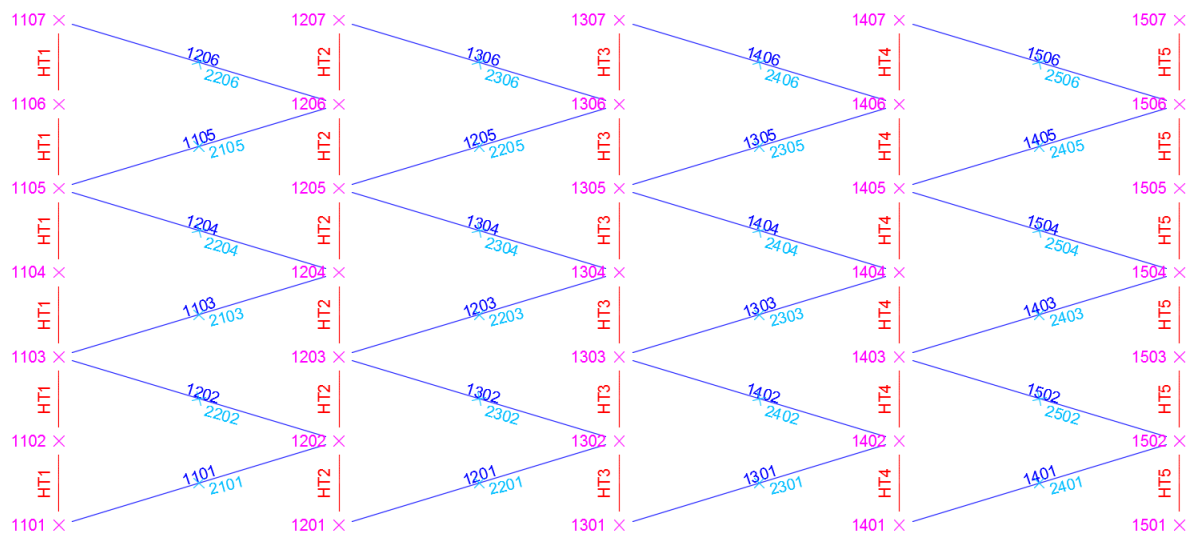


Legende

- HT1 Hauptträger (nicht systematisch nummeriert)
- × 1100 RFW-Punkte (RFWR + RFWL) (Anschlusspunkte HT-Ausfachung)
- × 1102 RFWM-Punkte
- × 4100 ORPK-Punkte (Orientierungspunkte Teil 1)
- 1100 Ausfachung Rautenfachwerk
- × 5200 SFW-Punkte
- 3100 Ausfachung SFW
- × 5200 ORPKH-Punkte

Abbildung 6-8: Nummerierungsschema K-Fachwerk (Turmabwicklung)

Nummerierungsschema DIA



Legende

<u>HT1</u>	Hauptträger (nicht systematisch nummeriert)
× 1100	Anschlusspunkte HT-Ausfachung
× 2101	Orientierungspunkte
1100	Ausfachung Diagonalenfachwerk

Abbildung 6-9: Nummerierungsschema Diagonalenfachwerk (Turmabwicklung)

6-3.3 MS - EXCEL

Sofern nicht in Abschnitt 6-3.2 bereits erfolgt, werden nachfolgend die Bestandteile der Excel - Datei beschrieben, welche als Schnittstelle zwischen Rhinoceros und RFEM dient. Alle in diesem Abschnitt beschriebenen Funktionen können auch später in RFEM mit den üblichen Eingabemasken eingegeben werden. Die Benennung der Tabellenblätter ist ident mit jener in RFEM (siehe Abbildung 6-10).

- In **Tabelle 1.3** sind für jede Art von Stäben Materialien vordefiniert, welche in deren Eigenschaften dort angepasst werden können. Um die Zuordnung zu den Stäben nicht zu verändern, dürfen die Materialnummern dabei nicht abgewandelt werden.
- Ähnliches wie für Tabelle 1.3 gilt auch für **Tabelle 1.13**. Hier werden die Querschnitte zu den einzelnen Stäben generiert. Bis auf die Stabnummer ist es auch hier möglich, die Liste zu ändern.
- Die Knotenlager werden in **Tabelle 1.7** eingegeben, wobei ein Lagertyp für alle Lager vordefiniert ist. Die Lagerbedingungen dieses Typs können hier angepasst werden.
- In **Tabelle 1.14** werden Stabendgelenke eingestellt. Es sind für jede Stabart (DIA, RFW, etc.) Gelenke definiert, welche in den Gelenksbedingungen (Anschlusssteifigkeiten) angepasst werden können.
- Um eine Querschnittsschwächung bei sich kreuzenden Ausfachungen zu umgehen, ist es notwendig, den betreffenden Stäben in RFEM Exzentrizitäten zuzuweisen. Dies kann im **Tabellenblatt 1.15** eingestellt werden.

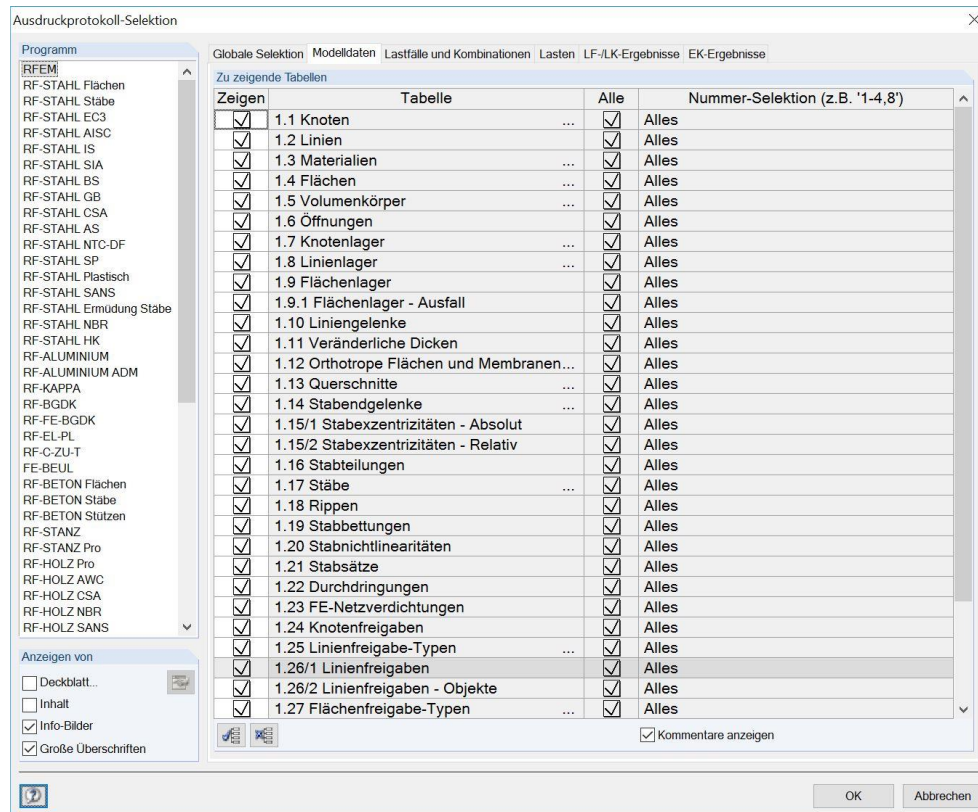


Abbildung 6-10: Auszug der verfügbaren Tabellen in RFEM

6-3.4 IMPORT NACH RFEM

Nach Bearbeitung und Kontrolle der Excel-Datei kann die Geometrie in ein leeres RFEM-Projekt importiert werden. Wichtig ist dabei, dass die Richtung der positiven z – Achse des globalen Koordinatensystems in RFEM nach oben zeigt.

6-3.5 MODELLIERUNG IN RFEM

Neben der oben beschriebenen Modelleingabe des Fachwerkturnes sind für das Gesamtmodell weitere Komponenten des Turmes hinzuzufügen, für welche es aufgrund ihrer Regelmäßigkeit bzw. ihrer einfachen Form nicht sinnvoll ist, diese mittels Rhinoceros automatisiert zu generieren:

- Der Stahladapter inkl. Stahlurm wird aus einem eigenem RFEM-Projekt kopiert und auf die Oberkante des Holzturmes eingefügt. Beide sind aus Stäben mit veränderlichen Querschnitten zusammengesetzt, sodass sich der Turm und die Blechdicke nach oben hin verjüngt. Gesamthöhe des Stahlurmes excl. des Verbindungsadapters ist 59,9 m. Aus fertigungstechnischer Sicht wird der Rohrturm in drei Segmenten hergestellt und mittels innenliegender Ringflansche verschraubt. Ebenfalls Ringflanschverbindungen ergeben sich an den Schnittstellen Stahladapter - Rohrturm bzw. Rohrturm - Turmkopf.
- Das Fundament wird gleich wie der Stahlurm eingefügt, sodass dessen Oberkante auf $z = 0,0$ liegt.

Der Anschluss der Eckstiele an das Fundament wird, wie bereits beschrieben, auf Betonsockeln vorgesehen, welche aus dem Fundamentring in Achsrichtung der Eckstiele ragen (siehe Abb. Anhang C-16). Die Achsen der Sockel wurde bereits über den Import der Geometrie aus MS - Excel definiert; ebenfalls die Sockeloberkante, an welcher beim Geometrieimport eine Stabteilung angelegt wird. Der Betonquerschnitt muss im Modell nachträglich manuell definiert werden. Im vorliegenden Modell liegen die Fußpunkte der Eckstiele auf den Sockeln in einer Höhe von drei Meter über GOK. (siehe Abb. Anhang C-16). Anmerkung: die Dimensionen des Fundamenttrings wurden von dem in Abbildung 4-2 dargestellten Turm übernommen. Der Querschnitt der Betonsockel wurde dem Querschnitt der Eckstiele angepasst (siehe Abschnitt 7-1).

Das gegebene Fachwerk verfügt über vier Schüsse zu je 18 m Höhe, wobei in den einzelnen Schüssen 4, 5 bzw. 6 Sektionen an Ausfachungen angeordnet sind. Der Winkel zwischen Eckstiel und Diagonale ist variabel und ändert sich durch die Verjüngung der Turmgeometrie nach oben laufend (siehe Abb. Anhang C-17). Die Querschnittsdimensionen der Diagonalen sind optimiert an die auftretenden Schnittkräfte und schussweise abgestuft.

Die Lage der Stabkoordinatensysteme der Ausfachungsstäbe wird durch die in Grasshopper erzeugten Orientierungspunkte festgelegt. Jeder Stab verfügt über einen Orientierungspunkt im Turminneren, welcher die y- Achse des Stabquerschnitts definiert. Somit sind die Außenflächen der Ausfachungsstäbe parallel zu den Außenflächen der Eckstiele im jeweiligen Turmabschnitt.

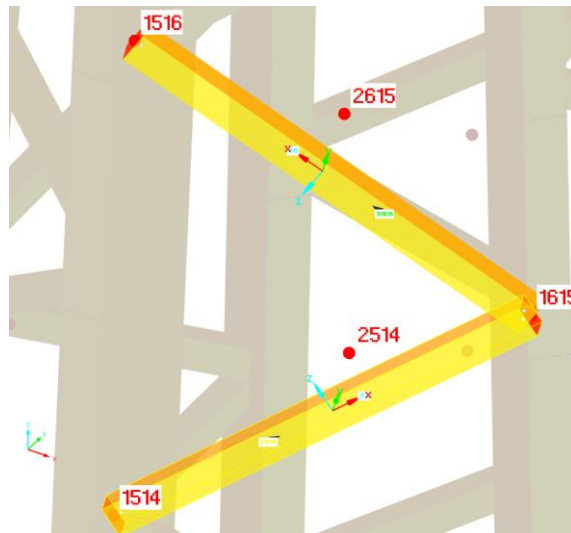


Abbildung 6-11: Staborientierung mittels Orientierungspunkte

Zwischen Holzfachwerk und Rohrturm wird ein Verbindungsstück aus Stahl vorgesehen, welches die Verbindung zwischen dem polygonalen und dem runden Turmquerschnitt darstellt. Damit eine direkte Kraftweiterleitung von Stahl- in das Holztragwerk sichergestellt werden kann, wird das Zwischenstück am Hirnholz der Eckstiele aufgesetzt. Der Adapter ist im vorliegenden Projekt 3,25 m hoch und wird im FE-Modell als konisches Rohrstück modelliert (siehe Abbildung 6-12).

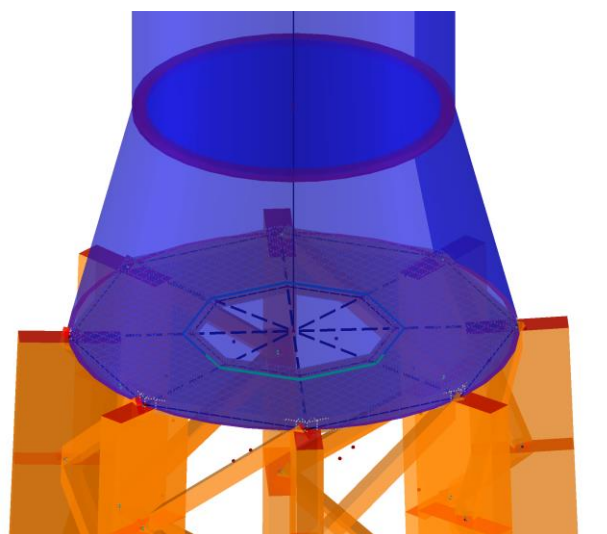


Abbildung 6-12: Stahladapter

Nach dem Einfügen aller drei Modellkomponenten (Stahlurm, Fachwerkurm, Fundament) wird das Gesamtmodell einer Plausibilitätskontrolle in RFEM unterzogen. Dadurch können doppelte Punkte bzw.

nicht verbundene Stäbe ausfindig gemacht sowie Fehler aus dem Import der Holzstruktur (beispielsweise falsche Staborientierungen) behoben werden.

Nachfolgend werden die Turmdurchmesser in den relevanten Turmhöhen tabellarisch dargestellt: Die Geometrie wurde zum Großteil an der Geometrie jenes Turmes angelehnt, von dem die Lasten aus der dynamische Simulation übernommen wurden (Details siehe Ausdrucksprotokoll RFEM; Anhang C-4).

Tabelle 6-1: *Turmdurchmesser in ausgewählten Schnitthöhen (Achismaße Holz-QS bzw. Außenmaße Stahl-QS)*

		Höhe	Turmdurchmesser	Anmerkung
Fundament		-1,80 m	25,000 m	UK Fundamentring
		0,00 m	19,632 m	OK Fundamentring
Fachwerkurm		+3,00 m	18,800 m	OK Betonsockel
		+21,00 m	13,808 m	OK Fachwerkurm Schuss 1
		+37,00 m	10,00 m	OK Fachwerkurm Schuss 2
		+59,00 m	7,380 m	OK Fachwerkurm Schuss 3
Adapter		+75,00 m	5,953 m	OK Fachwerkurm Schuss 4
	Rohrurm	+78,25 m	4,300 m	OK Adapter
+97,35 m		4,300 m	OK Stahlurm Schuss 1	
+116,6 m		3,821 m	OK Stahlurm Schuss 2	
+138,15 m		3,276 m	OK Stahlurm Schuss 3	
		+140,00 m	--	Nabenhöhe

6-4 BERECHNUNGSMODELL

Nachfolgend werden weitere Einstellungen und Annahmen für das bearbeitete FE-Modell dargestellt:

Da für die Berechnung des Modells weder realen Bodenkennwerte, noch Gelenksteifigkeiten verfügbar waren, wurden in Form einer Parameterstudie deren Einflüsse untersucht. Die Bettungsfeder $C_{u,z}$ des Fundamentrings wurde in vier Modellen variiert (siehe Tabelle 6-2) und zu jeder Variante zwei Extremwertuntersuchungen zu den Gelenken vorgenommen. Die Stabendgelenke wurden bei jeder Bettungsvariante einmal starr (RFEM-Einstellung NNN NNN – alle Kräfte und alle Momente können übertragen werden) und einmal gelenkig (RFEM-Einstellung NNN NJJ – alle Kräfte und das Torsionsmoment können übertragen werden) modelliert.

Die Lagerbedingungen wurden so eingestellt, dass die Bettung nur bei Druckkräften aktiv wird und bei abhebenden Lagerreaktionen ausfällt. Dadurch kann sichergestellt werden, dass nur Druckkräfte in den Boden weitergegeben werden können.

Tabelle 6-2: *Modelle der Parameterstudie*

Modell	Lagerung	Gelenksbedingungen
1	starr; Ausfall bei Zug	NNN NNN
2	$C_{u,z} = 1.000.000 \text{ kN/m}^3$; Ausfall bei Zug	NNN NNN

3	$C_{u,z} = 100.000 \text{ kN/m}^3$; Ausfall bei Zug	NNN NNN
4	$C_{u,z} = 10.000 \text{ kN/m}^3$; Ausfall bei Zug	NNN NNN
5	starr; Ausfall bei Zug	NNN NJJ
6	$C_{u,z} = 1.000.000 \text{ kN/m}^3$; Ausfall bei Zug	NNN NJJ
7	$C_{u,z} = 100.000 \text{ kN/m}^3$; Ausfall bei Zug	NNN NJJ
8	$C_{u,z} = 10.000 \text{ kN/m}^3$; Ausfall bei Zug	NNN NJJ

In der Parameterstudie wurden folgende Kenngrößen untersucht und Ergebnisse der Einwirkungskombinationen „Super normal“ (siehe Abbildung 6-17) untereinander verglichen:

- Verformungen des Systems
- max./min. Schnittgrößen der Eckstiele
- Auslastungen der Bauteile
- Biegeeigenfrequenzen
- Torsionseigenfrequenzen
- max. Zuglast in den Eckstiel-Stoßpunkten

Die Auswertung und Schlüsse aus der Variantenstudie werden in Kapitel 7 tabellarisch bei den jeweiligen Nachweisen angeführt. Eine grafische Darstellung von Modell 3 und Modell 7 ist in Anhang C-4 dargestellt.

Das Verhalten aller im Modell enthaltenen Materialien ist isotrop linear-elastisch, mit Ausnahme jenes Materials der BSP-Platten in den Querschotten, welche auf Höhe der Eckstielstöße vorgesehen sind (siehe Abb. Anhang C-19). Um die richtungsbezogenen Steifigkeitseigenschaften von Brettspertholz zu erfassen, wird den Platten ein Material mit orthotropen Verhalten zugewiesen, sowie deren Steifigkeit mittels Steifigkeitsmatrix nach [70] definiert. Die dafür verwendeten Steifigkeitswerte sind in Anhang C-2 dargestellt.

Die Verbindung der Eckstielsegmente (Konzept dazu siehe Abschnitt 8-2) wurde als starre Verbindung angesehen. Es wird angenommen, dass Kräfte und Momente in alle Richtungen in und um jede Achse vollständig übertragen werden.

Für kreuzende Ausfachungsstäbe (bei Rauten- oder Sternfachwerken) muss mittels Stabexzentrizitäten berücksichtigt werden, dass die Träger aneinander vorbeilaufen. Da die Achsen von kreuzenden Ausfachungen in der Modellgenerierung in Rhinoceros immer in gleicher Ebene definiert wurden, ist in RFEM der Einsatz von Scherengelenken erforderlich. So kann sichergestellt werden, dass keine ungewollten Schnittkraftumlagerungen an den Kreuzungspunkten entstehen, welche am realen Tragwerk nicht möglich sind. Scherengelenke werden jeweils an einem der kreuzenden Stäben angebracht und in den Gelenksbedingungen je nach Verbindung der Diagonalen angepasst.

Eine Möglichkeit, den Einsatz von Scherengelenken zu umgehen, bietet das Versetzen der Stäbe, sodass sich die Stabachsen im FE-Modell nicht mehr berühren. Danach können diese über Koppelstäbe an den vorherigen Berührungspunkten verbunden werden. Durch die Definition von Stabendgelenken kann gleiches Verhalten der Verbindung wie bei Scherengelenken eingestellt werden. Bei dem berechneten Modell kann auf den Einbau von Scherengelenken bzw. Koppelstäben verzichtet werden, da es im gewählten Fachwerkstyp keine kreuzenden Diagonalstäbe gibt.

Bei der Berechnung von Stabtragwerken muss für druckbeanspruchte Bauteile neben dem Querschnittsversagen auch das Bauteilversagen durch Ausknicken berücksichtigt werden. Die Berechnung des Turmes erfolgt im Rahmen dieser Arbeit auf Basis der Theorie II. Ordnung*, wodurch die Definition von eigenen Imperfektionslastfällen notwendig wurde (siehe Abschnitt 6-5). Eine andere Möglichkeit wäre das Einstellen von Stabknicklängen für jeden Stab und die Berechnung über das Ersatzstabverfahren und Theorie I. Ordnung. Mangels Verifikationsmöglichkeiten bei der Definition der Knicklängen wurde diese

Möglichkeit für das vorliegende Projekt verworfen und der Bauteilnachweis über einen Spannungsnachweis mit Schnittgrößen II. Ordnung* geführt.

Zur Berechnung der Materialfestigkeiten für die ULS-Nachweise wurden folgende Beiwerte für die Berechnung herangezogen:

- Der Materialteilsicherheitsbeiwert für Brettschichtholz wurde nach DIN EN 1995-1-1 [71] mit $\gamma_m = 1,3$ angesetzt (siehe Abschnitt 4-2).
- Der Modifikationsbeiwert k_{mod} wird ebenfalls nach [71] als Mittelwert zwischen „kurze Einwirkungen“ und „sehr kurze Einwirkungen“ mit 1,0 verwendet. Die maßgebende, kürzeste Lasteinwirkung für den Wert von k_{mod} ist die Einwirkungsdauer der Windlast.

Die beschriebenen Beiwerte werden folgendermaßen für die Berechnungswerte der Materialfestigkeit angewendet:

$$f_d = \frac{f_k * k_{mod}}{\gamma_m} \quad (6.1)$$

Um eine möglichst genaue Berechnung zu ermöglichen, wurde die maximale Kantenlänge der finiten Elemente im FE-Netz auf 0,15 m eingestellt.

* Anmerkung: Nachträglich wurde die Berechnung auf Theorie III. Ordnung umgestellt, da in RFEM die Konvergenzkriterien bei Theorie II. Ordnung nicht erfüllt wurden. Die Berechnungen wurden teilweise seitens des Programms abgebrochen mit dem Hinweis, dass lokale Iterationsbedingungen nicht eingehalten werden konnten. Bei Gegenüberstellung einzelner Ergebnisse aus Berechnungen nach Theorie II. und Theorie III. Ordnung konnten keine nennenswerten Differenzen festgestellt werden.

6-5 LASTEN IN RFEM

Die Kombination der Lasten für die ULS-Bemessungssituation in RFEM erfolgt nach folgender Kombinationsregel:

$$F_{Ed} = 1,35 * G + 1,35 * IMP1 + 1,0 * V + 1,0 * IMP2 + 1,0 * IMP3 \quad (6.2)$$

Dabei sind:

- *G*:
Das Eigengewicht des Turmes entspricht einer ständigen Belastung und wird durch die Wichte der eingesetzten Materialien definiert (Stahl = 78,5 kN/m³; Holz (GL32h) = 5 kN/m³; Beton = 25 kN/m³). Die Eigenlasten sind vor der Lastkombination als charakteristische Lasten anzusehen.
- *V*:
Die Lasten des Turmkopfes entstammen der dynamischen Analyse des Anlagenherstellers. Die in Anhang C-3 tabellarisch angegebenen ULS- Lasten auf den Turmkopf lassen sich durch die in Tabelle 6-3 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte auf die einzelnen Bemessungssituationen aufteilen.

Tabelle 6-3: Zuordnung der Lastfälle zu Teilsicherheitsbeiwerte

Bemessungssituation	Teilsicherheitsbeiwert
normal	1,35
anormal	1,10
Transport/Errichtung	1,50

- *IMP1*:
Die Imperfektion aus der Turmschiefstellung wird wie nachfolgend erklärt als Kräftepaar auf Turmkopf und Fundament aufgeteilt. Die Lastwerte werden gleich wie Eigenlasten behandelt und sind vor der Lastkombination als charakteristische Werte zu betrachten.

- *IMP2* bzw. *IMP3*:

Imperfektionen aus Stabkrümmungen (lokal u. global) werden als Imperfektionen an den Stäben aufgebracht. Lokale Stabkrümmungen werden an den Diagonalstäben um beide Stabachsen und an den Eckstielen um die schwache Achse vorgesehen (siehe Abb. Anhang C-20 und Abb. Anhang C-22). Globale Stabkrümmungen wurden an den starken (z-) Achsen der Eckstiele auf die Länge der jeweiligen Eckstielsegmente angesetzt. (siehe Abb. Anhang C-21)

Stabilitätseffekte werden wie in Abschnitt 6-4 erwähnt durch die Berechnung der Schnittkräfte nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt. Die dafür notwendigen Imperfektionen wurden in Form von Stabkrümmungen auf Eckstiele und Ausfachung, sowie durch eine Schiefstellung der Turmachse über den gesamten Turm berücksichtigt. Die Stabkrümmungen wurden mit $l/400$ aufgetragen. (gemäß [35] sind Vorkrümmungen zwischen $l/300$ und $l/500$ vorgesehen.).

In [52] wird die Berücksichtigung der Turmschiefstellung von 5 mm/m durch Herstellungs- und Montageungenauigkeiten bzw. Sonneneinstrahlung gefordert. Sofern keine näheren Informationen zum Baugrund vorhanden sind, müssen weitere 3 mm/m durch differenzielle Setzungen im Fundament berücksichtigt werden.

Nachdem keine standortbezogene Berechnung im vorliegenden Projekt durchgeführt und die Anlage nach Regeln des TÜV zertifiziert wird, wird eine Schiefstellung von 14 mm/m (entspricht der Schiefstellung, die lt. Vorgabe des TÜV angesetzt werden muss) angenommen. Dadurch ergibt sich eine Verschiebung des Turmkopfes von 1,96 m zur vertikalen Turmachse. Die Imperfektion wird auf den Turm durch Umrechnen des Momentes aus der Schiefstellung auf ein Kräftepaar um die schwache Turmachse als eigener Lastfall angesetzt (siehe Anhang C-4):

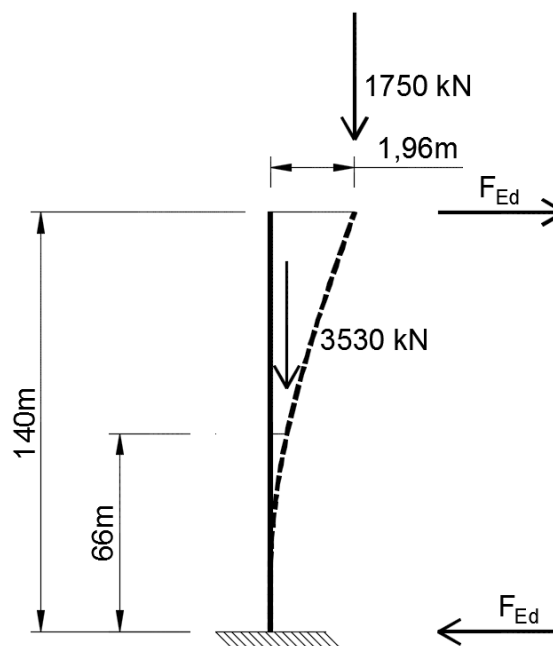


Abbildung 6-13: Turmschiefstellung

$$140 \cdot \frac{14}{1.000} = 1,96 \text{ m} \quad (6.3)$$

$$M_{Ed} = 1.750 \cdot 1,96 + 3.530 \cdot \frac{1,96}{140} \cdot 66 = 6.525,4 \text{ kNm} \quad (6.4)$$

$$F_{Ed} = \frac{6.525,4}{140} = 46,61 \text{ kN} \quad (6.5)$$

In der Lastkombination wird der Lastfall der Schiefstellung wie eine Eigenlast berücksichtigt und – wie in Formel 6.2 dargestellt – mit einer Teilsicherheit von $\gamma = 1,35$ eingerechnet.

Da das Holzfachwerk im Gegensatz zum Stahlurm nicht rotationssymmetrisch ist, müssen die Lasten in zwei Richtungen auf das Tragwerk aufgetragen werden. Die Lastfälle werden aus diesem Grund dupliziert und die Lastrichtungen auf ein gedrehtes Benutzerkoordinatensystem eingestellt. Die Lastfälle mit gedrehten Lasten werden am Ende ihrer Bezeichnung mit „_1“ versehen. Die „starke“ Turmachse verläuft durch zwei Eckstiele; die „schwache“ Achse ist um den halben Winkel zwischen den Eckstielen von der starken Achse verdreht. (vgl. Abbildung 6-14)

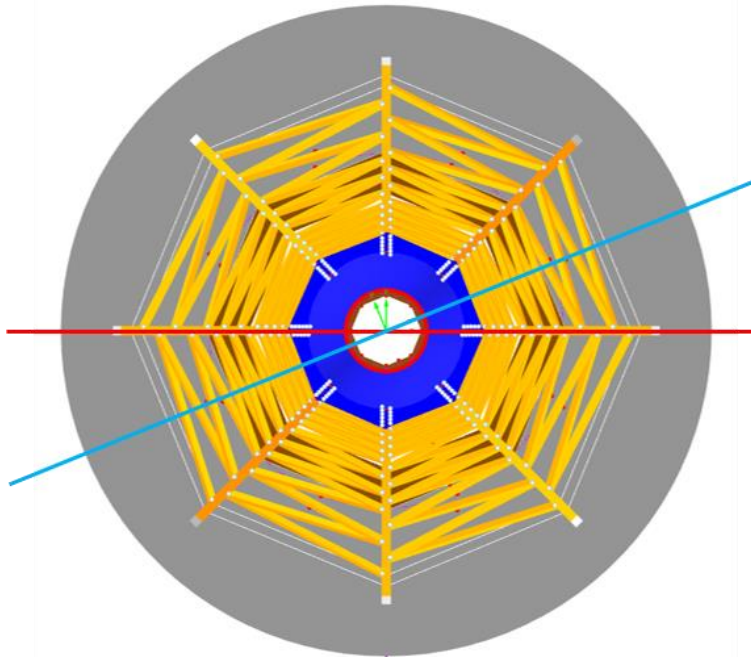


Abbildung 6-14: Turmachsen (rot = starke Achse; blau = schwache Achse)

Einen verhältnismäßig kleinen Anteil am Turmeigengewicht tragen die Stahl-Verbindungsmitel in den Knoten bei. Bei genauer Berechnung müssten in allen Stoßpunkten zusätzliche Knotenlasten angesetzt werden, welche durch Überschlagsrechnungen ermittelt werden können. Diese Lasten müssten dem Eigengewicht zugerechnet werden. Im vorliegenden Projekt wurde darauf verzichtet, da aufgrund der hohen anderen einwirkenden Kräfte keine großen Änderungen der Bauteilbelastungen durch diese zusätzlichen Verbindungsmittel-Lasten zu erwarten sind.

Die Lastfälle und -Kombinationen, sowie die Ergebniskombinationen werden in RFEM ebenfalls mittels Import aus MS - Excel durchgeführt. Die Imperfektionen an den Stäben müssen in RFEM händisch aufgebracht und die Lasten der „_1“-Lastfälle mit gedrehtem Koordinatensystem am Benutzerkoordinatensystem ausgerichtet werden. In Abbildung 6-15 ist die Kombination der Lasten nach der in Formel 6.2 beschriebenen Kombinationsregel dargestellt:

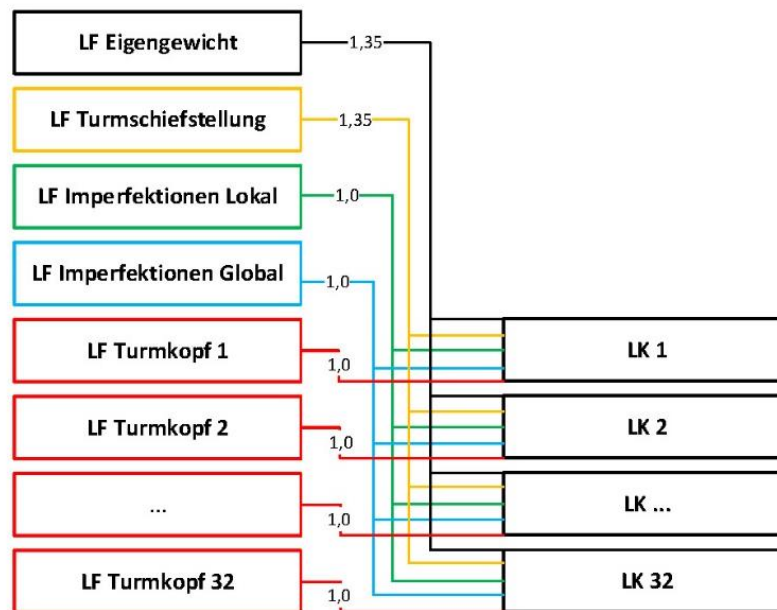


Abbildung 6-15: *Kombinationen der Lastfälle zu Lastkombinationen*

Es gibt zu den drei Bemessungssituationen („Montage“, „Normal“ u. „Extrem“) jeweils zwei Ergebniskombinationen, welche die Lasten in gleicher Lastrichtung zusammenfassen. Die Ergebniskombinationen der Lastfälle mit den gedrehten Lasten werden ebenfalls mit der Kennung „_1“ versehen. Damit die Ergebnisse der Lastkombinationen in den Ergebniskombinationen nicht addiert werden, wurden alle Lastkombinationen zu einer einzigen Lastgruppe zugeordnet (in jeder Ergebniskombination wird je Gruppe nur der Lastfall mit den maximalen Schnittgrößen herangezogen).

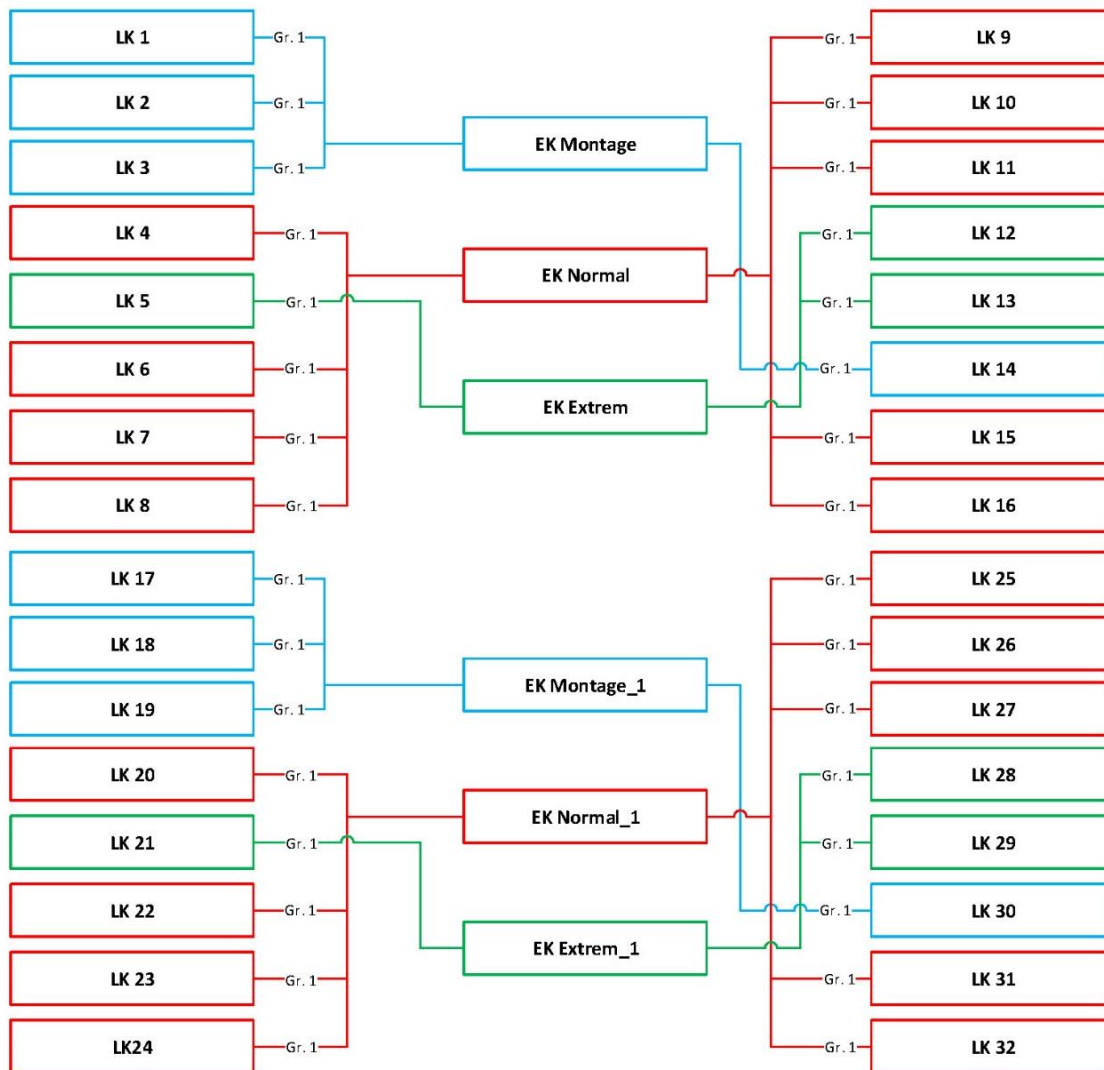


Abbildung 6-16: Kombination der Lastkombinationen zu Einwirkungskombinationen

Die jeweils zusammengehörigen Ergebniskombinationen um die starke und schwache Achse werden letztlich zu Superkombinationen überlagert, sodass die maximalen Schnittgrößen für jede der drei berücksichtigten Bemessungssituationen ausgelesen werden können:

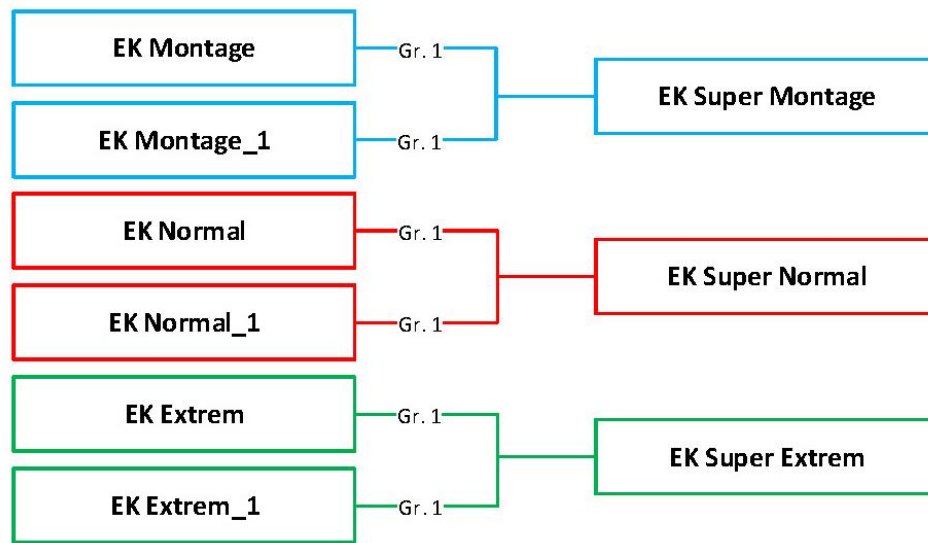


Abbildung 6-17: Zuordnung der Einwirkungskombinationen zu Superkombinationen

KAPITEL 7: BE MESSUNG DER KONSTRUKTION

Nachfolgend wird die Berechnung der Konstruktion nach den in Kapitel 3 beschriebenen Kriterien dargestellt. Die Nachweise der Tragfähigkeit und der Eigenfrequenzen konnten durchgeführt werden; für die Berechnung der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung wurde aufgrund von fehlenden Daten nicht geführt. Im Rahmen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit konnten anhand der Modelle der Parameterstudie Verformungen am Tragwerk verglichen werden. Obwohl ermüdungsrelevante Turmschnittgrößen aus der dynamischen Berechnung des Modells vorhanden waren, gelang es im Zuge der vorliegenden Arbeit nicht, diese auf die einzelnen Bauteile des Fachwerks umzulegen und somit eine Ermüdungsbemessung durchzuführen. Die Einwirkungen werden trotz fehlender Berechnung informativ in Tabelle Anhang C-3 und Tabelle Anhang C-4 dargestellt.

7-1 GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT ULS

Die Bemessung der Bauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt mit den Schnittgrößen aus den in Abschnitt 6-5 beschriebenen Lasten. Die Bemessung der Holzbauteile wurde mittels RF-Holz Pro gemäß Eurocode 5 bzw. dem dazugehörigen deutschen Anwendungsdokument durchgeführt.

Ein separater Nachweis der Stabilität wurde nicht geführt, da das Stabilitätsversagen der Bauteile durch die Berechnung nach Theorie II. Ordnung bereits berücksichtigt wurde und damit durch einen Spannungsnachweis abgedeckt sind.

Auf Grundlage der in Abschnitt 6-5 beschriebenen Parameterstudie werden in Tabelle 7-1 und Tabelle 7-2 die maximalen Schnittkräfte in den Eckstielen dargestellt und untereinander verglichen. Es lässt sich erkennen, dass die Normalkräfte der Eckstiele bei starrer Lagerung am geringsten sind und mit zunehmend weichem Boden zunehmen. Die Steifigkeit der Gelenke wirkt sich nicht in den Normalkräften aus. Die Werte zwischen starrem und gelenkigem Anschluss der Ausfachung weisen eine konstante Differenz von rund 6 kN auf.

Die negativen Maxima der Querkräfte V_y und V_z sind nahezu unabhängig von den untersuchten Gelenksbedingungen und ändern sich auch mit unterschiedlichen Bodensteifigkeiten nur geringfügig. Im Gegensatz dazu lässt sich ein Unterschied in den positiven Maxima der Querkräfte zwischen gelenkigen Anschlüssen und starren Anschlüssen erkennen. Die positiven Maximalwerte von V_z nehmen mit geringerer Bodensteifigkeit ab, ebenso jene Werte für V_y bei gelenkigen Anschlüssen. Die Schnittkräfte V_y bei starren Anschlüssen sind nahezu konstant und werden von der Bodensteifigkeit nur wenig beeinflusst.

Während die negativen Torsionsmomente in den Eckstielen unabhängig von der Änderung der Bodensteifigkeit sind, nehmen die positiven Maxima der Torsionsmomente mit weicherer Bettung des Fundaments leicht ab.

Bei Vergleich der Biegemomente ist zu erkennen, dass M_y bei allen Modellen annähernd gleichbleibt und nur geringfügig vom Anschluss der Ausfachungsstäbe abhängt. Bei M_z gibt es hingegen einen deutlichen Unterschied zwischen starrer und gelenkiger Ausfachung. Hinsichtlich der Bettung lässt sich erkennen, dass mit weicherer Bettung die Schnittkräfte abnehmen.

Auf einen Vergleich der maximalen Schnittkräfte an den Ausfachungsstäben wurde im Rahmen dieser Arbeit verzichtet, jedoch werden dafür in Tabelle 7-3 und Tabelle 7-4 die Bauteilbelastungen der untersuchten Modelle gegenübergestellt (siehe auch Anhang C-4).

Tabelle 7-1: Parameterstudie: Schnittkräfte (max. /min.) der Eckstiele bei gelenkiger Ausfachung

Lagerung ($C_{u,z}$ in kN/m^3)	Schnittkräfte bei gelenkiger Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
max. N_{Ed} [kN]	7.142,22	7.142,65	7.144,87	7.164,51	100,0 %	100,0 %	100,3 %
min. N_{Ed} [kN]	-8.291,23	-8.291,78	-8.293,62	-8.312,64	100,0 %	100,0 %	100,3 %
max. $V_{y, Ed}$ [kN]	126,43	123,68	123,06	121,70	97,8 %	97,3 %	96,3 %
min. $V_{y, Ed}$ [kN]	-120,47	-120,26	-120,21	-120,01	99,8 %	99,8 %	99,6 %
max. $V_{z, Ed}$ [kN]	131,89	130,32	129,62	128,19	98,8 %	98,3 %	97,2 %
min. $V_{z, Ed}$ [kN]	-108,30	-108,32	-108,43	-108,96	100,0 %	100,1 %	100,6 %
max. $M_{t, Ed}$ [kNm]	5,03	4,92	4,97	4,68	97,8 %	98,8 %	93,0 %
min. $M_{t, Ed}$ [kNm]	-17,19	-17,18	-17,19	-17,20	99,9 %	100,0 %	100,1 %
max. $M_{y, Ed}$ [kNm]	744,31	744,48	744,32	745,43	100,0 %	100,0 %	100,2 %
min. $M_{y, Ed}$ [kNm]	-777,62	-777,58	-778,19	-781,23	100,0 %	100,1 %	100,5 %
max. $M_{z, Ed}$ [kNm]	424,32	417,06	416,18	414,14	98,3 %	98,1 %	97,6 %
min. $M_{z, Ed}$ [kNm]	-239,09	-237,38	-235,27	-234,04	99,3 %	98,4 %	97,9 %

Tabelle 7-2: Parameterstudie: Schnittkräfte (max. /min.) der Eckstiele bei starrer Ausfachung

Lagerung ($C_{u,z}$ in kN/m^3)	Schnittkräfte bei starrer Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
max. N_{Ed} [kN]	7.137,01	7.137,50	7.139,67	7.159,28	100,0 %	100,0 %	100,3 %
min. N_{Ed} [kN]	-8.286,87	-8.287,46	-8.289,28	-8.308,53	100,0 %	100,0 %	100,3 %
max. $V_{y, Ed}$ [kN]	109,55	109,54	109,49	109,25	100,0 %	99,9 %	99,7 %
min. $V_{y, Ed}$ [kN]	-121,20	-121,19	-121,15	-120,99	100,0 %	100,0 %	99,8 %
max. $V_{z, Ed}$ [kN]	119,08	117,94	117,27	116,54	99,0 %	98,5 %	97,9 %
min. $V_{z, Ed}$ [kN]	-107,66	-107,66	-107,76	-108,26	100,0 %	100,1 %	100,6 %
max. $M_{t, Ed}$ [kNm]	12,74	11,62	11,35	10,31	91,2 %	89,1 %	80,9 %
min. $M_{t, Ed}$ [kNm]	-21,61	-21,32	-21,32	-21,33	98,7 %	98,7 %	98,7 %
max. $M_{y, Ed}$ [kNm]	743,46	743,56	743,42	744,57	100,0 %	100,0 %	100,2 %
min. $M_{y, Ed}$ [kNm]	-770,14	-770,15	-770,72	-773,69	100,0 %	100,1 %	100,5 %
max. $M_{z, Ed}$ [kNm]	308,90	307,18	306,26	305,61	99,4 %	99,2 %	98,9 %
min. $M_{z, Ed}$ [kNm]	-211,89	-211,52	-209,90	-210,00	99,8 %	99,1 %	99,1 %

Die Auslastung der Eckstiele liegt bei allen berechneten Modellen konstant bei 97%. Die Ausfachungsstäbe sind ebenfalls konstant ausgelastet, allerdings ergeben sich dabei Differenzen in der Betrachtung zwischen den Modellen mit starrer und jenen mit gelenkigen Anschlüssen (siehe Tabelle 7-3 und Tabelle 7-4).

Tabelle 7-3: Parameterstudie: Bauteilbelastungen bei gelenkiger Ausfachung

Lagerung ($C_{u,z}$ in [kN/m ³])	Auslastung bei gelenkiger Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
Eckstiele	0,97	0,97	0,97	0,97	100,0 %	100,0 %	100,0 %
Ausfachung Schuss 1	0,71	0,71	0,71	0,72	100,0 %	100,0 %	101,4 %
Ausfachung Schuss 2	0,42	0,42	0,42	0,42	100,0 %	100,0 %	100,0 %
Ausfachung Schuss 3	0,39	0,39	0,39	0,39	100,0 %	100,0 %	100,0 %
Ausfachung Schuss 4	0,46	0,46	0,46	0,46	100,0 %	100,0 %	100,0 %

Tabelle 7-4: Parameterstudie: Bauteilbelastungen bei starrer Ausfachung

Lagerung ($C_{u,z}$ in [kN/m ³])	Auslastung bei starrer Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
Eckstiele	0,97	0,97	0,97	0,97	100,0 %	100,0 %	100,0 %
Ausfachung Schuss 1	0,79	0,77	0,77	0,77	97,5 %	97,5 %	97,5 %
Ausfachung Schuss 2	0,48	0,48	0,49	0,49	100,0 %	102,1 %	102,1 %
Ausfachung Schuss 3	0,46	0,46	0,46	0,46	100,0 %	100,0 %	100,0 %
Ausfachung Schuss 4	0,57	0,57	0,57	0,57	100,0 %	100,0 %	100,0 %

Folgende Stabquerschnitte wurden unter der Bedingung, dass die Bauteilbelastung unter 100% liegt, nachgewiesen (siehe auch Anhang C-4)

- Eckstiele: 360 x 1.600 mm; GL32h
- Ausfachung Schuss 1: 240 x 360 mm; GL32h
- Ausfachung Schuss 2: 240 x 320 mm; GL32h
- Ausfachung Schuss 3: 240 x 280 mm; GL32h
- Ausfachung Schuss 4: 240 x 240 mm; GL32h

Der Nachweis der Bauteile aus Brettsperrholz wird vereinfacht in Anhang C-4 dargestellt. Dafür wurde für die gewählte Platte (Hasslacher 5-S; $t_{CLT} = 200$ mm; Festigkeit der Brettware: C24) mittels der Software „CLTDesigner“ eine maximale Schubtragfähigkeit von $n_{xy} = 307$ kN/m errechnet (siehe Anhang C-2). In Anhang C-4 werden die Spannungsauslastungen der Brettsperrholzelemente dargestellt und farblich auf die zulässige Maximaltragfähigkeit begrenzt. Es wird gezeigt, dass die zulässigen Spannungen nur in den Lagerpunkten lokal überschritten werden. Im Zuge einer Detailplanung sind an jenen Punkten Verstärkungen vorzusehen.

Um die maximale Spannungsauslastung aller Bauteile zu ermitteln, müsste die hier beschriebene Berechnung für jeden der in Abbildung 5-20 angeführten Turmschnitte mit den jeweiligen Lasten aus der Auswertung der dynamischen Berechnung erfolgen. Im vorliegenden Projekt wird vereinfacht nur das Gesamtsystem betrachtet bzw. auf die einwirkenden Lasten am Turmkopf (+ 138,15 m) bemessen.

7-2 GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUMLICHKEIT SLS

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird die Verformung der Anlagenteile geprüft. Dabei ist eine Begrenzung der Durchbiegung erst dann erforderlich, wenn die Berührungsfreiheit von Turm und Rotor nicht mehr gewährleistet werden kann. Der Nachweis der Berührungsfreiheit setzt sich aus der maximalen Durchbiegung der Rotorblätter an den Blattspitzen mit den Verformungen des Turmes auf Höhe des

untersten Punktes des vom Rotor umstrichenen Kreises zusammen. Gegen ein Versagen der Anlage durch Kollision des Rotors mit dem Turm kann die Rotorachse aus der Horizontalen geneigt werden, wie es in Abbildung 4-2 bzw. Abbildung 7-1 dargestellt ist.

Nachdem keine Angaben zu den Rotorblättern vorhanden sind, wird im Zuge dieser Arbeit auf den Nachweis der Berührungsfreiheit verzichtet. Aus der Parameterstudie werden in Tabelle 7-4 und Tabelle 7-5 die Verformungen am Turm dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass die globale Verformung des Systems stark von der eingegebenen Steifigkeit des Bodens abhängig ist. Je höher die Steifigkeit, desto weniger Verformung auf Nabenhöhe ist vorhanden. Gleiches gilt auch auf Höhe der Oberkante des Holzfachwerks.

Bei Betrachtung der Verformungswerte in Tabelle 7-5 und Tabelle 7-6 ist zu beachten, dass diese den Lasten auf ULS-Niveau entsprechen und dementsprechend nur zum Vergleich der Modelle untereinander verwendet werden können.

Tabelle 7-5: Parameterstudie: Verformungen bei gelenkiger Ausfachung unter ULS-Lasten

Lagerung ($C_{u,z}$ in $[\text{kN/m}^3]$)	Verformung bei gelenkiger Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
u global gesamt [mm]	2.714,70	2.718,70	2.736,00	2.898,70	100,2 %	100,8 %	106,8 %
u global Fachwerk [mm]	511,30	513,50	522,70	609,70	100,4 %	102,2 %	119,3 %

Tabelle 7-6: Parameterstudie: Verformungen bei starrer Ausfachung unter ULS-Lasten

Lagerung ($C_{u,z}$ in $[\text{kN/m}^3]$)	Verformung bei starrer Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
u global gesamt [mm]	2.710,90	2.715,10	2.732,40	2.895,10	100,2 %	100,8 %	106,8 %
u global Fachwerk [mm]	507,20	509,60	518,80	605,80	100,4 %	102,3 %	119,4 %

Für die Berechnung der wirklichen Durchbiegungen müssen anstatt der hier verwendeten Lasten auf ULS-Niveau charakteristische Lasten (siehe Tabelle Anhang C-2) am Turmkopf angesetzt werden. Mangels oben genannten Gründen kann kein SLS-Nachweis geführt werden, weswegen diese Lasten im Zuge des vorliegenden Projektes nicht weiterverwendet wurden.

7-3 BESTIMMUNG DER EIGENFREQUENZEN

Der Nachweis der Turmschwingungen wird mittels Modalanalyse in RF-Dynam durchgeführt. Dafür werden weitere Lastfälle definiert bzw. Ersatzlasten am Turmkopf angesetzt.

Zur Berechnung der Biegeeigenfrequenz wird eine am Turmkopf exzentrische Last von 1.728 kN angesetzt und mit dem Eigengewicht der Turmkonstruktion kombiniert. (Die angreifende Last entspricht der charakteristischen Eigenlast des Maschinenhauses und sonstigen Anlagenkomponenten am Turmkopf. Bei einem Gesamteigengewicht exkl. Fundament von etwa 3.750 kN beträgt die Eigenlast des Turmkopfes somit ca. 45% des Eigengewichts der Konstruktion.) Die Lastexzentrizität beträgt vertikal 1,77 m und horizontal 3,55 m (siehe Abbildung 7-1). Sie beschreibt die Lastausmitte der Rotormitte von der Turmachse, sowie den Höhenunterschied zwischen der Mitte des Maschinenhauses (= 139,92 m) und der Oberkante des Turmes (= 138,15 m).

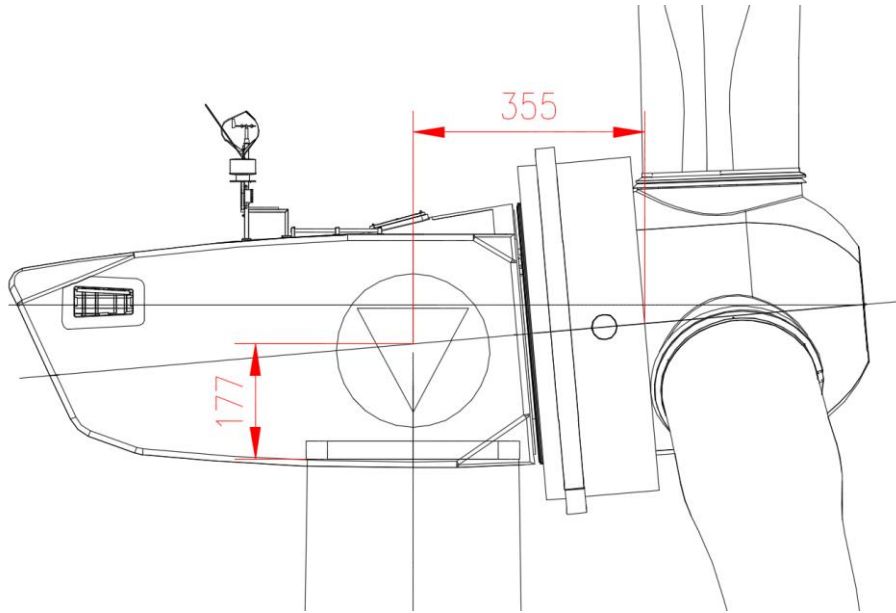


Abbildung 7-1: Exzentrizitäten für Eigenschwingungslastfälle

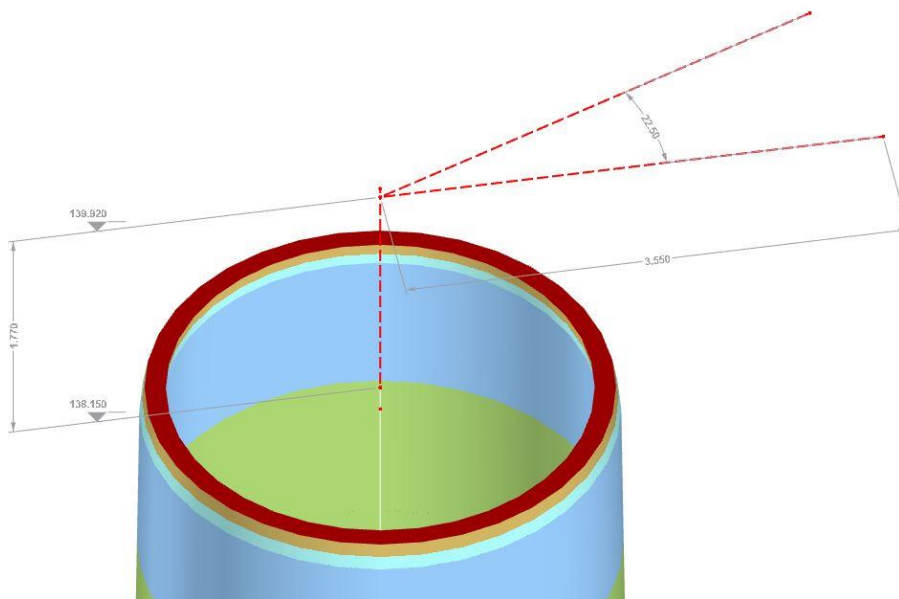


Abbildung 7-2: Exzentrizitäten für Eigenschwingungslastfälle

Die exzentrische Lasteinwirkung für die Berechnung der Biegeeigenfrequenz wird in zwei unterschiedlichen Schwingungslastfällen um die „starke“ und um die „schwache“ Turmachse aufgebracht.

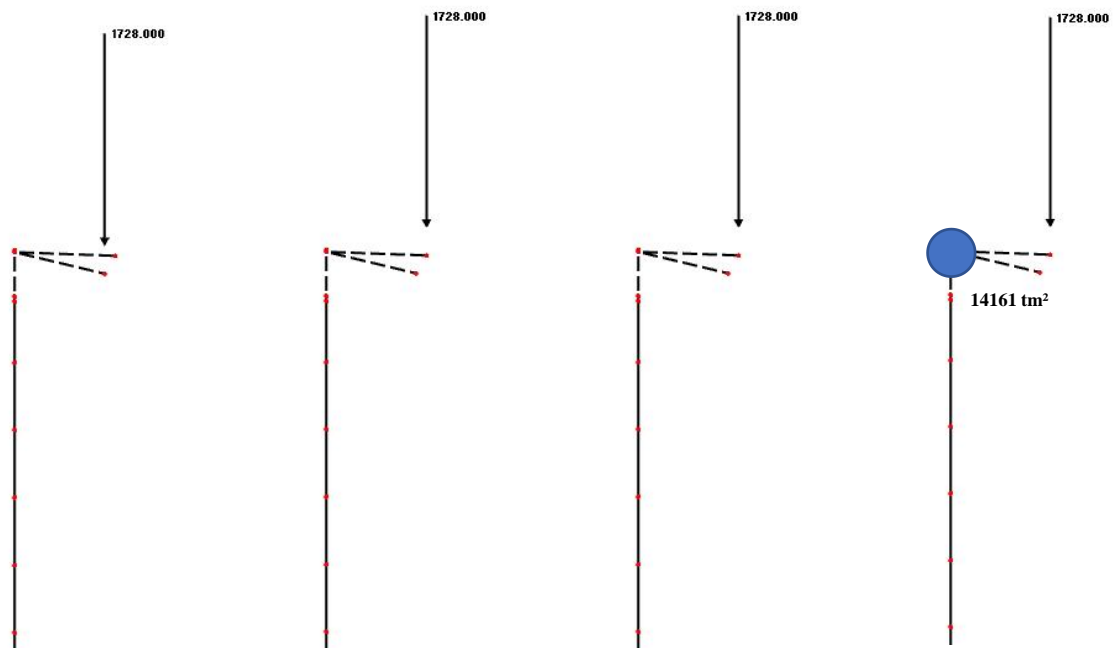


Abbildung 7-3: Lastbilder für LF 1 + 2 Biegeeigenfrequenz und LF 1 + 2 Torsionseigenfrequenz

Für die Torsionseigenfrequenz wird seitens des Anlagenherstellers keine Begrenzung vorgegeben, sodass die diesbezüglichen Ergebniswerte einen rein informativen Charakter haben. Es wurden zwei Lastfälle untersucht, wobei einmal die Eigenlast des Turmkopfes an einem Exzenter analog zu Abbildung 7-1 bzw. Biegeschwingsungs-Lastfall 2 in Richtung der schwachen Turmachse aufgebracht wurde. Am zweiten Lastfall zur Bestimmung der Torsionseigenfrequenz wurde ein Torsionsmassemoment von 14.691 tm^2 um die Turmlängsachse zusätzlich zur Turmkopf-Eigenlast aufgebracht. Der Wert des Torsionsmassemoments wurde der statischen Berechnung jenes Turmes entnommen, von dem auch die Lastangaben der dynamischen Analyse entstammen (siehe Abbildung 4-2). Beide Lastfälle berücksichtigen neben bereits genannten Lasten die charakteristischen Eigenlasten der Turmkonstruktion.

In einer Berechnung mit RF-Dynam wurden für die Modelle der in Abschnitt 6-5 beschriebenen Parameterstudie Eigenfrequenzen zu den oben genannten Lastfällen ermittelt. Die Werte der ersten Biegeeigenfrequenzen sind bei starrer Lagerung am höchsten und nehmen bei weicheren Bettungen ab. Sie sind unabhängig von den betrachteten Gelenksbedingungen der Anschlüsse. Die ermittelten ersten Torsionseigenfrequenzen zeigen ebenfalls eine Abnahme bei weicheren Bettungen. Anders als bei der Biegeeigenfrequenz sind bei starren Anschlüssen höhere Werte vorhanden als bei gelenkigen Anschlüssen.

Tabelle 7-7: Parameterstudie: Eigenfrequenzen bei gelenkiger Ausfachung

Lagerung ($C_{u,z}$ in $[\text{kN}/\text{m}^3]$)	Eigenfrequenzen für gelenkige Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
1. Biegeeigenfrequenz-LF1	0,281	0,280	0,279	0,269	99,6 %	99,3 %	95,7 %
1. Biegeeigenfrequenz-LF2	0,281	0,280	0,279	0,269	99,6 %	99,3 %	95,7 %
1. Torsionseigenfrequenz-LF1	2,618	2,617	2,613	2,593	100,0 %	99,8 %	99,1 %
1. Torsionseigenfrequenz-LF2	0,793	0,793	0,793	0,791	100,0 %	100,0 %	99,8 %

Tabelle 7-8: Parameterstudie: Eigenfrequenzen bei starrer Ausfachung

Lagerung ($C_{u,z}$ in $[kN/m^3]$)	Eigenfrequenzen für starre Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
1. Biegeeigenfrequenz-LF1	0,281	0,281	0,279	0,269	100,0 %	99,3 %	95,7 %
1. Biegeeigenfrequenz-LF2	0,281	0,281	0,279	0,269	100,0 %	99,3 %	95,7 %
1. Torsionseigenfrequenz-LF1	3,276	3,270	3,251	3,097	99,8 %	99,2 %	94,5 %
1. Torsionseigenfrequenz-LF2	0,833	0,833	0,833	0,831	100,0 %	100,0 %	99,8 %

Um nicht in die Nähe der Erregerfrequenzen der Turbine zu gelangen, wird seitens des Anlagenherstellers gefordert, dass die erste Biegeeigenfrequenz des Tragwerks zwischen 0,236 Hz und 0,309 Hz liegt. Alle in Tabelle 7-7 und Tabelle 7-8 dargestellten Ergebniswerte der ersten Biegeeigenfrequenz liegen innerhalb des Bereichs.

Mit Hilfe des Campbell-Diagramms wird nachfolgend der Maximalwert der errechneten Biegeeigenfrequenzen veranschaulicht. Vom Anlagenhersteller wurden für den Rotor Betriebsdrehzahlen zwischen 6,5 u/min und 13,5 u/min angegeben. Die Funktionsweise des Campbell-Diagramms wurde bereits in Abschnitt 3-2 erläutert.

- 1P-Anregung:

$$13,5 \frac{u}{min} \triangleq \frac{13,5}{60} = 0,225 \text{ Hz} \quad (7.1)$$

$$6,5 \frac{u}{min} \triangleq \frac{6,5}{60} = 0,108 \text{ Hz} \quad (7.2)$$

- 3P-Anregung:

$$0,225 * 3 = 0,675 \text{ Hz} \quad (7.3)$$

$$0,108 * 3 = 0,325 \text{ Hz} \quad (7.4)$$

- 5 % - Sicherheitsabstand:

$$0,225 * 1,05 = 0,236 \text{ Hz} \quad (7.5)$$

$$0,325 * 0,95 = 0,309 \text{ Hz} \quad (7.6)$$

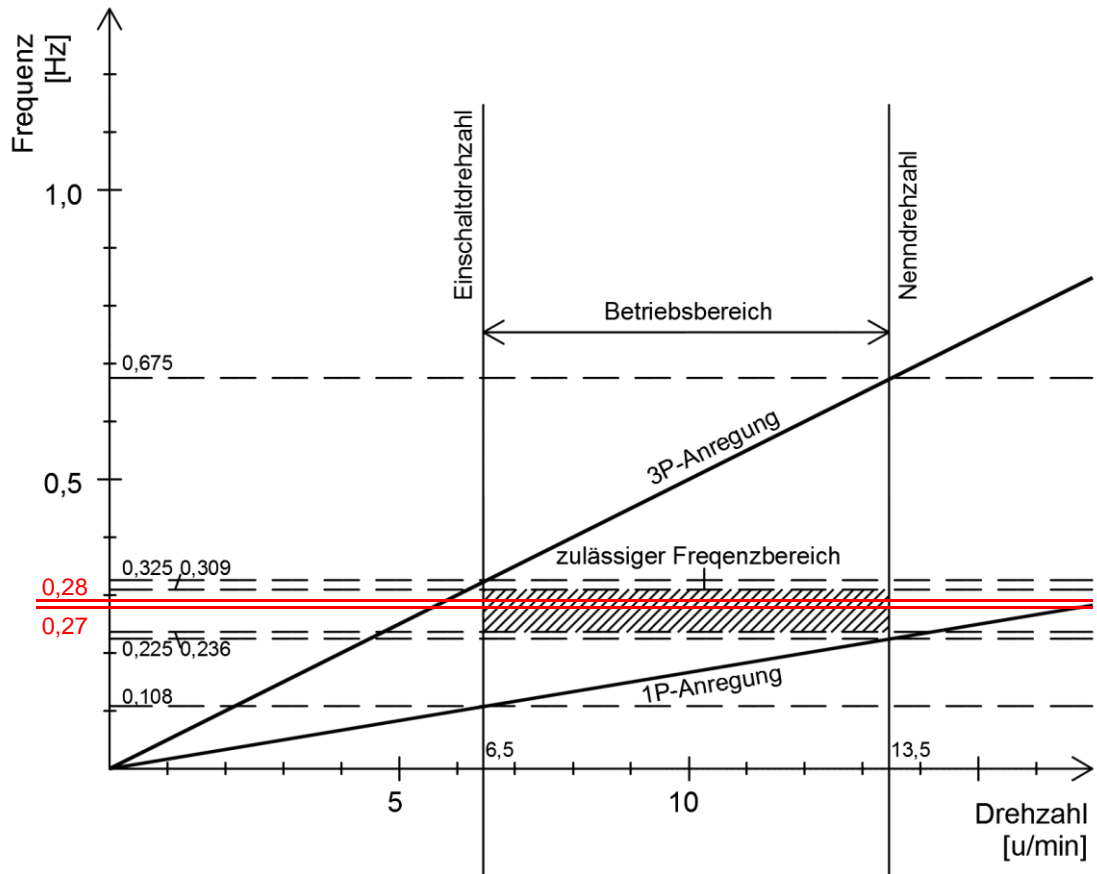


Abbildung 7-4: Campbell-Diagramm für Biegeeigenfrequenzen der gegebenen Anlage Vensys 120

KAPITEL 8: VERBINDUNGSTECHNIK

8-1 ALLGEMEINES

In der Bemessung des Fachwerkturnes hat die Auslegung und Entwicklung diverser Knotenlösungen einen großen Stellenwert. Es gilt sowohl die Anschlüsse der Ausfachung an die Eckstiele zu bemessen, als auch Trägerstöße auszulegen, die durch Begrenzungen in der Trägerlänge auftreten. Ziel sollte es sein, dass ein Großteil der Verbindungen im Werk vorgefertigt werden kann und die einzelnen Bauteile bzw. Elemente auf der Baustelle nur noch an definierten Montagestößen zusammengefügt werden müssen.

Folgende Verbindungen kommen in dem Turm vor (Je nach Ausführungsart können auch mehrere Stoßpunkte auftreten. Nicht berücksichtigt wurden Details, deren Ursprung in der technischen Ausrüstung der Anlage liegt):

- Stoß Eckstiel – Eckstiel
- Stoß Fachwerkdiagonale – Eckstiel (schräger Winkel)
- Stoß horizontale Aussteifung – Eckstiel (90°-Stoß)
- Evtl. Verbindung Diagonale – Diagonale (bei kreuzenden Fachwerksdiagonalen)
- Anschluss Stahlturn an Holzturn
- Montagestoß des Stahlturnes
- Lagerpunkt Eckstiel

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird stellvertretend ein möglicher Montagestoß der Eckstiele genauer untersucht.

8-2 ECKSTIELSTOSS

Aufgrund ihrer Länge bzw. bedingt durch die geknickte Geometrie ihrer Achsen ist es notwendig, die Eckstiele in Montageabschnitten aufzuteilen. Dadurch ergeben sich Trägerstöße, welche sehr hohe statische Lasten in Kombination mit einer großen Anzahl an Lastwechseln übertragen müssen. Die Anzahl der Stoßpunkte wird durch die maximale Lieferlänge der Träger festgelegt, welche je LKW-Fuhre rund 18 – 20 m beträgt. Dies bedeutet, dass bei einer Länge von rund 75 m (bezogen auf den bearbeiteten Turm von 140 m Nabenhöhe) drei Trägerstöße je Eckstiele notwendig wären, welche erst auf der Baustelle zusammengesetzt werden können.

Der Entwurf des hier untersuchten Trägerstoßes sieht vor, dass werkseitig metrische Gewindestangen in beiden Stirnseiten der Holzquerschnitte eingeklebt werden (siehe Abbildung 8-1). Zwischen den Trägern wird ein Stahladapter eingesetzt, welcher grundlegend aus zwei Kopfplatten besteht, durch welche die Gewindestangen durchgesteckt und mit Muttern angezogen werden. Die Kopfplatten sind über Bleche im Querschnitt eines I-Profiles (zwei Gurtbleche, ein Stegblech) miteinander verbunden (siehe Abbildung 8-2). Der Adapter wird an einem der beiden Holzverbindungsstücke vormontiert; die aus dem Hirnholz herausragenden Stahlstäbe des anderen Trägers werden am Montageort durch die Kopfplatte des Adapters durchgefädelt und verschraubt.

Durch die nicht konstant verlaufende Turmgeometrie ist es außerdem notwendig, die Trägerachsen in den Stoßstellen leicht zu knicken. Die Kopfplatten stehen je nach gewählter Eckstielgeometrie und Lage des Montagestoßes in einem Winkel zueinander, sodass die Knicke in der Trägerachse (siehe Ausdrucksprotokoll RFEM; Anhang C-4) in der Geometrie des Stahladapters realisiert werden müssen.

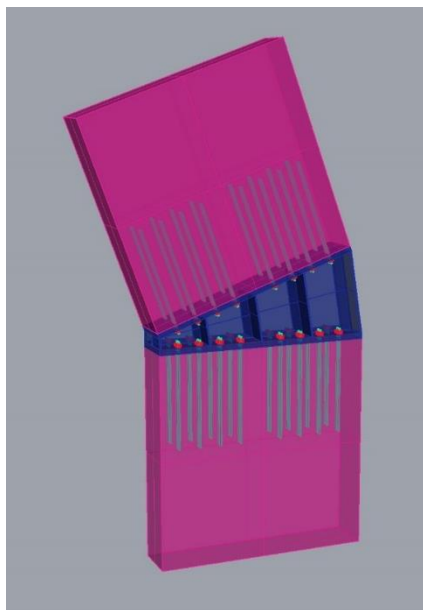


Abbildung 8-1: Konzept Eckstiel-Stoß

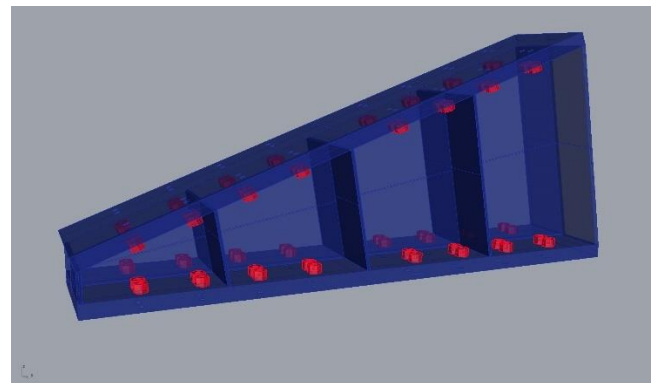


Abbildung 8-2: Schematische Darstellung des Stahladapters

8-2.1 EINWIRKUNGEN

In den Berechnungen am FE-Modell konnte festgestellt werden, dass die am stärksten beanspruchte Verbindung an der obersten Stoßstelle der Eckstiele zwischen dritten und vierten Schuss zu finden ist. Die nachfolgende Bemessung wurde beispielhaft auf die maßgebende Zugbeanspruchung und den dazugehörigen weiteren Schnittkräften ausgelegt. Alle weiteren Schnittkraftkombinationen in den Eckstielstößen wurden im Zuge dieses Projektes nicht untersucht.

Bei Variation der Bodensteifigkeit bzw. der Verbindungssteifigkeiten der Ausfachung konnten die in Tabelle 8-1 und Tabelle 8-2 dargestellten Schnittgrößen im beschriebenen Turmschnitt ausgelesen werden. Es ist zu erkennen, dass die Zugbeanspruchung mit weicherer Lagerung zunimmt, bzw. generell bei gelenkig modellierter Ausfachung um rund 6 kN (entspricht etwa 0,1 %) höher ist als bei starren Anschlüssen. Mit Ausnahme des dazugehörigen Torsionsmoments, welches bei Vergleich der gelenkigen Modelle bei weicherer Lagerung leicht abnimmt, werden alle anderen dazugehörigen Schnittkräfte mit weicherer Lagerung größer oder bleiben gleich.

Tabelle 8-1: Parameterstudie: Verbindungsschnittkräfte bei gelenkiger Ausfachung

Lagerung ($C_{u,z}$ in $[\text{kN}/\text{m}^3]$)	Schnittkräfte bei gelenkiger Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
max. N_{Ed} [kN]	6.933,70	6.934,00	6.939,27	6.957,14	100,0 %	100,1 %	100,3 %
dazugehöriges $V_{y, Ed}$ [kN]	-44,74	-44,83	-44,86	-45,06	100,2 %	100,3 %	100,7 %
dazugehöriges $V_{z, Ed}$ [kN]	-108,30	-108,32	-108,43	-108,96	100,0 %	100,1 %	100,6 %
dazugehöriges $M_{t, Ed}$ [kNm]	-7,49	-7,33	-7,35	-7,32	97,9 %	98,1 %	97,7 %
dazugehöriges $M_{y, Ed}$ [kNm]	-777,62	-777,58	-778,19	-781,23	100,0 %	100,1 %	100,5 %
dazugehöriges $M_{z, Ed}$ [kNm]	45,46	45,65	45,67	45,90	100,4 %	100,5 %	101,0 %

Tabelle 8-2: Parameterstudie: Verbindungsschnittkräfte bei starrer Ausfachung

Lagerung ($C_{u,z}$ in $[\text{kN}/\text{m}^3]$)	Schnittkräfte bei starrer Ausfachung				Vergleich zur starren Lagerung		
	starr	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^4$
max. N_{Ed} [kN]	6.927,56	6.928,07	6.930,31	6.951,24	100,0 %	100,0 %	100,3 %
dazugehöriges $V_{y,Ed}$ [kN]	-49,97	-49,97	-50,01	-50,21	100,0 %	100,1 %	100,5 %
dazugehöriges $V_{z,Ed}$ [kN]	-107,66	-107,66	-107,76	-108,26	100,0 %	100,1 %	100,6 %
dazugehöriges $M_{t,Ed}$ [kNm]	-2,63	-2,63	-2,63	-2,62	100,0 %	100,0 %	99,6 %
dazugehöriges $M_{y,Ed}$ [kNm]	-770,14	-770,15	-770,72	-773,69	100,0 %	100,1 %	100,5 %
dazugehöriges $M_{z,Ed}$ [kNm]	52,69	52,68	52,72	52,91	100,0 %	100,1 %	100,4 %

Zur weiteren Berechnung wurden folgende in Tabelle 8-1 dargestellten Schnittgrößen verwendet:

- $N_{Ed} = 6.957,14 \text{ kN}$
- $V_{y,Ed} = -45,06 \text{ kN}$
- $V_{z,Ed} = -108,96 \text{ kN}$
- $M_{t,Ed} = -7,32 \text{ kNm}$
- $M_{y,Ed} = -781,23 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 45,90 \text{ kNm}$

8-2.2 EINGEKLEBTE GEWINDESTANGEN

Mit Gewindestangen können grundsätzlich sehr steife Anschlüsse realisiert und in der Regel hohe Kräfte übertragen werden. Das System besteht aus den drei Komponenten Holz, Stahl und Klebstoff, wobei der Klebstoff für einen quasi-starren Verbund zwischen dem Holz und der Stahlstange sorgt. Zwischen Holz und Klebstoff funktioniert die Verbindung über Adhäsion, während Klebstoff und Stahl durch eine mechanische Verzahnung verbunden sind. Dies wird durch eine Profilierung der Stahlstäbe mittels eines metrischen Gewindes, einer Riffelung oder ähnlichem sichergestellt.

Der Einsatz von eingeklebten Gewindestangen ist normativ in [71], [72], sowie u.a. in der Zulassung Z-9.1-778 [73] geregelt.

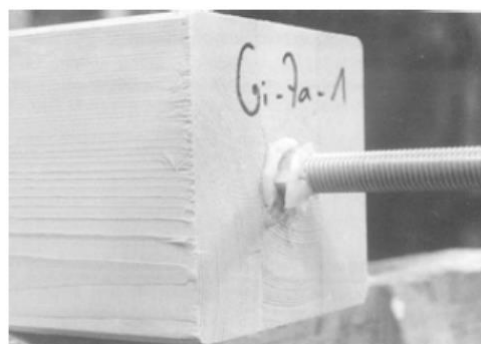


Abbildung 8.1: Im Hirnholz eingeklebte Gewindestange [51]

8-2.3 BEMESSUNG

8-2.3.1 Geometrie u. Material

Träger ($b \times h$) = 360 x 1.600 mm
 GL32h

$$k_{\text{mod}} = 1,0$$

$$\gamma_m = 1,3$$

$$\text{Festigkeiten: } f_{m,d} = \frac{32}{1,3} = 24,62 \text{ N/mm}^2 \quad (8.2)$$

$$f_{t,0,d} = \frac{22,5}{1,3} = 17,31 \text{ N/mm}^2 \quad (8.3)$$

$$f_{v,d} = \frac{2,5}{1,3} = 1,92 \text{ N/mm}^2 \quad (8.4)$$

$$\text{Gewindestangen: } M 16; 10,9; l = 330 \text{ mm}$$

$$\text{Randabstände lt. Zulassung [73]: } 1,875 * d = 1,875 * 16 = 30 \text{ mm} \quad (8.5)$$

$$\text{Innere Abstände lt. Zulassung [73]: } 3,75 * d = 3,75 * 16 = 60 \text{ mm} \quad (8.6)$$

$$\text{Layout: } 6 * 25 = 150 \text{ Stangen}$$

In Abbildung 8-3 wird die untersuchte Geometrie der eingeklebten Gewindestangen dargestellt. Es wurden die Mindestabstandskriterien nach Zulassung Z-9.1-778 [73] verwendet, um möglichst viele Verbindungsmittel im Querschnitt unterzubringen.

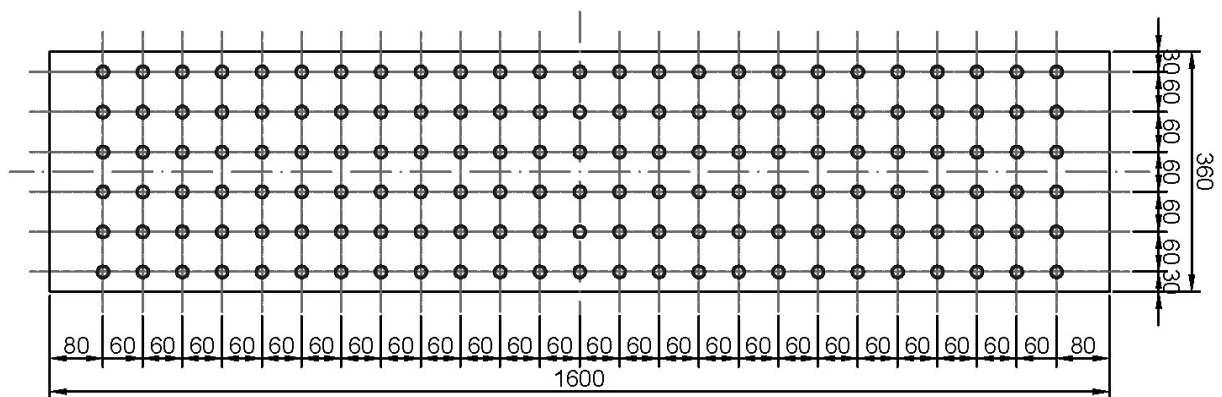


Abbildung 8-3: Untersuchte Anordnung der Verbindungsmittel im Eckstielstoß

Die eingesetzten Kopfplatten sind gleich groß wie der Querschnitt des Eckstiels zu wählen. Die Kopfplatten werden über die ganze Länge durch eine mittige Längssteife ausgesteift, sowie an den beiden kurzen Seiten durch Gurtbleche. Die Kopfplatte wird durch Steifen ausgesteift, welche zwischen den Muttern der Gewindestangen eingeschweißt werden (siehe Abbildung 8-2).

8-2.3.2 Querschnittsnachweis Holzquerschnitt

Der Spannungsnachweis für Biegung und Normalkraft am Gesamtquerschnitt des Trägers wird – aufgrund der Biegeeinwirkung in y- und z-Richtung als kombinierter Nachweis geführt. Der Beiwert k_m zur Kombination von Biegung in beiden Trägerachsen wird mit 0,7 eingesetzt. Die einwirkenden Momente M_y und M_z wurden vom Verbindungszentrum auf die Enden der Stahlstangen umgerechnet um maximale einwirkende Schnittkräfte zu erhalten.

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{12,08}{17,31} + \frac{5,09}{24,62} + 0,7 * \frac{1,33}{24,62} = 0,94 < 1,0 \quad (8.7)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{12,08}{17,31} + 0,7 * \frac{5,09}{24,62} + \frac{1,33}{24,62} = 0,90 < 1,0 \quad (8.8)$$

Mit:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{6957,14 \cdot 10^3}{576 \cdot 10^3} = 12,08 \text{ N/mm}^2 \quad (8.9)$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,Ed}}{W_y} = \frac{781,23 \cdot 10^6}{153,6 \cdot 10^6} = 5,09 \text{ N/mm}^2 \quad (8.10)$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,Ed}}{W_z} = \frac{45,90 \cdot 10^6}{34,56 \cdot 10^6} = 1,33 \text{ N/mm}^2 \quad (8.11)$$

Und:

$$A = b \cdot h = 360 \cdot 1.600 = 576 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad (8.12)$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{360 \cdot 1.600^2}{6} = 153,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad (8.13)$$

$$W_z = \frac{(b^2 \cdot h)}{6} = \frac{360^2 \cdot 1.600}{6} = 34,56 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad (8.14)$$

Gemäß [71] wird Schub aus Querkraft und Torsion ebenfalls kombiniert nachgewiesen:

$$\frac{\tau_{\text{tor},d}}{k_{\text{shape}} \cdot f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \right)^2 = \frac{0,12}{1,66 \cdot 1,92} + \left(\frac{0,08}{1,92} \right)^2 + \left(\frac{0,19}{1,92} \right)^2 = 0,05 \leq 1 \quad (8.15)$$

Mit:

$$k_{\text{shape}} = \min \left(1 + 0,15 \cdot \frac{h}{b}; 2,0 \right) = \min \left(1 + 0,15 \cdot \frac{1.600}{360}; 2 \right) = 1,66 \quad (8.16)$$

$$\tau_{y,d} = \frac{V_{y,Ed}}{A} = \frac{45,06 \cdot 10^3}{576 \cdot 10^3} = 0,08 \text{ N/mm}^2 \quad (8.17)$$

$$\tau_{z,d} = \frac{V_{z,Ed}}{A} = \frac{108,96 \cdot 10^3}{576 \cdot 10^3} = 0,19 \text{ N/mm}^2 \quad (8.18)$$

$$\tau_{\text{tor},d} = \frac{M_{t,Ed}}{W_{\text{tor}}} = \frac{7,32 \cdot 10^6}{59,76 \cdot 10^6} = 0,12 \text{ N/mm}^2 \quad (8.19)$$

$$W_{\text{tor}} = \frac{c_1}{c_2} \cdot h \cdot b^2 = \frac{0,286}{0,993} \cdot 1.600 \cdot 360^2 = 59,76 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad (8.20)$$

Und:

$$c_1 = \frac{1}{3} \cdot \left(1 - \frac{0,630}{\frac{h}{b}} - \frac{0,052}{\left(\frac{h}{b} \right)^5} \right) = \frac{1}{3} \cdot \left(1 - \frac{0,630}{\frac{1.600}{360}} - \frac{0,052}{\left(\frac{1.600}{360} \right)^5} \right) = 0,286 \quad (8.21)$$

$$c_2 = 1 - \frac{0,630}{1 + \left(\frac{h}{b} \right)^3} = 1 - \frac{0,630}{1 + \left(\frac{1.600}{360} \right)^3} = 0,993 \quad (8.22)$$

8-2.3.3 Nettoquerschnittsnachweis Holzquerschnitt

Die Nachweise am Nettoquerschnitt erfolgen nach dem gleichen Format wie am Vollquerschnitt; einzig die Querschnittswerte wurden an die Verbindungsgeometrie angepasst und auf Nettoquerschnittswerte abgemindert. Auf den kombinierten Nettoquerschnittsnachweis aus Torsion, V_y und V_z wurde aufgrund der geringen Auslastung verzichtet.

Gemäß [35], 6.2.3 für Zugnormalkräfte:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{12,94}{17,31} + \frac{5,40}{24,62} + 0,7 \cdot \frac{1,42}{24,62} = 1,00 = 1,0 \quad (8.23)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{12,94}{17,31} + 0,7 \cdot \frac{5,40}{24,62} + \frac{1,42}{24,62} = 0,96 < 1,0 \quad (8.24)$$

Mit:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A_{\text{netto}}} = \frac{6.957,14 \cdot 10^3}{537,8 \cdot 10^3} = 12,94 \text{ N/mm}^2 \quad (8.25)$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,\text{netto}}} = \frac{781,23 \cdot 10^6}{144,7 \cdot 10^6} = 5,40 \text{ N/mm}^2 \quad (8.26)$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,Ed}}{W_{z,\text{netto}}} = \frac{45,90 \cdot 10^6}{32,3 \cdot 10^6} = 1,42 \text{ N/mm}^2 \quad (8.27)$$

Und:

$$A_{\text{netto}} = A_{\text{ges}} - A_{\text{Löcher}} = 576 \cdot 10^3 - 150 \cdot \frac{18^2 \cdot \pi}{4} = 537,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad (8.28)$$

$$W_{y,\text{netto}} = \frac{I_{y,\text{ges}} - I_{y,\text{netto}}}{\frac{h}{2}} = \frac{122,88 \cdot 10^9 - 7,15 \cdot 10^9}{800} = 144,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad (8.29)$$

$$W_{z,\text{netto}} = \frac{I_{z,\text{ges}} - I_{z,\text{netto}}}{\frac{b}{2}} = \frac{6,22 \cdot 10^9 - 0,4 \cdot 10^9}{180} = 32,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad (8.30)$$

Und:

$$I_{y,\text{ges}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{360 \cdot 1.600^3}{12} = 122,88 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \quad (8.31)$$

$$I_{z,\text{ges}} = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{360^3 \cdot 1.600}{12} = 6,22 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \quad (8.32)$$

Tabelle 8-3: Berechnung I_y der Verbindungsmittel

Nr.	z-Abstand	$A \cdot z^2$	I_y^*	$A \cdot z^2 + I_y^*$	Anzahl	Gesamt
1	0	0,0	5.153,0	5.153,0	6	30.918,0
2	60	916.088,4	5.153,0	921.241,4	12	5.527.448,5
3	120	3.664.353,7	5.153,0	3.669.506,7	12	220.17.040,0
4	180	8.244.795,8	5.153,0	8.249.948,8	12	49.499.692,5
5	240	14.657.414,7	5.153,0	14.662.567,7	12	87.975.406,1
6	300	22.902.210,4	5.153,0	22.907.363,4	12	137.444.180,7
7	360	32.979.183,0	5.153,0	32.984.336,0	12	197.906.016,2
8	420	44.888.332,5	5.153,0	44.893.485,5	12	269.360.912,8
9	480	58.629.658,7	5.153,0	58.634.811,7	12	351.808.870,4
10	540	74.203.161,8	5.153,0	74.208.314,8	12	44.524.988,0
11	600	91.608.841,8	5.153,0	91.613.994,8	12	549.683.968,7
12	660	110.846.698,6	5.153,0	110.851.851,5	12	665.111.109,3
13	720	131.916.732,2	5.153,0	131.921.885,2	12	791.531.311,0
Summe:					150	7.146.262.608,34

Tabelle 8-4: Berechnung I_z der Verbindungsmittel

Nr.	y-Abstand	$A \cdot y^2$	I_z^*	$A \cdot y^2 + I_z^*$	Anzahl	Gesamt
1	30	229.022,1	5.153,0	234.175,1	50	11.708.755,1
2	90	2.061.198,9	5.153,0	2.066.351,9	50	103.317.596,9
3	150	5.725.552,6	5.153,0	5.730.705,6	50	286.535.280,4
Summe:					150	401.561.632,38

8-2.3.4 Versagen des Stahlstabes

Die Berechnung gegen Versagens des Stahlstabes inkludiert nach [71] ein Versagen des Klebstoffes und den Bruch der Gewindestange auf Zug:

$$F_{ax,Rd} = \min(f_{yd} \cdot A_{ef}; \pi \cdot d \cdot l_{ad} \cdot f_{k1,d}) = \min(900 \cdot 201,06; \pi \cdot 16 \cdot 330 \cdot 3,434) = 56,96 \text{ kN} \quad (8.33)$$

Mit:

$$f_{yd} = 900 \text{ N/mm}^2 \quad (8.34)$$

$$A_{ef} = \frac{16^2 \cdot \pi}{4} = 201,06 \text{ mm}^2 \quad (8.35)$$

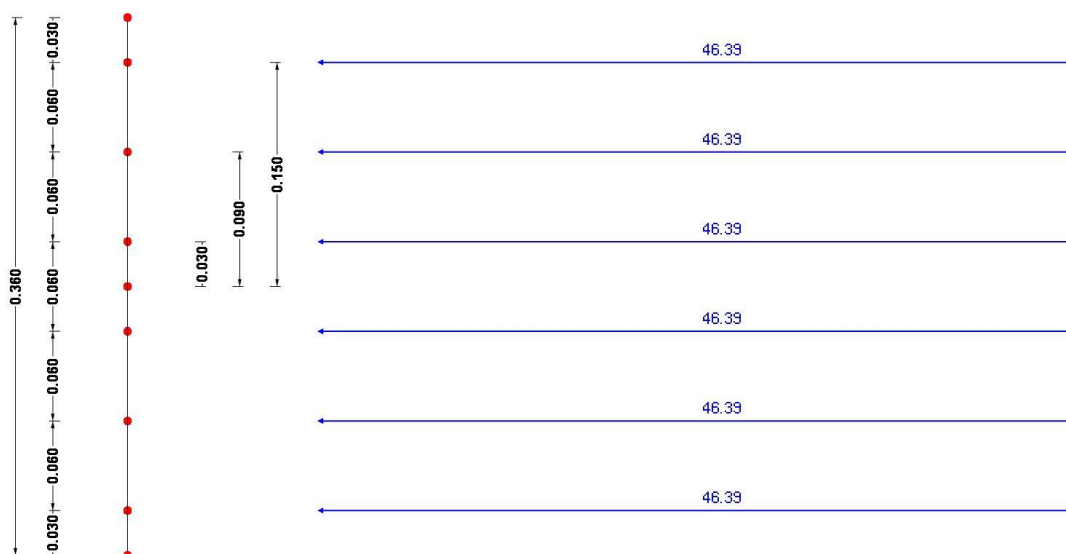
Die Klebefestigkeit gemäß Zulassung [73] beträgt bei gewählten, verringerten Randabständen und gewähltem l_{ad} :

$$f_{k1,k} = 8,75 - 0,0106 \cdot l_{ad} = 8,75 - 0,0106 \cdot 330 = 5,53 \text{ N/mm}^2 \quad (8.36)$$

Der charakteristische Klebstofffestigkeitswert muss bei den gewählten Verbindungsmittelabständen um 15 % abgemindert werden. Für die Bemessungsfestigkeit wird er mit dem Materialteilsicherheitsbeiwert für Holz ($\gamma_m=1,3$ lt. DIN) beaufschlagt:

$$f_{k1,d} = 0,85 \cdot \frac{5,53}{1,3} = 3,43 \text{ N/mm}^2 \quad (8.37)$$

Für die Berechnung der maximal beanspruchten Gewindestange ist ein Überlagern der Kraftanteile aus N_{Ed} , $M_{y, Ed}$ und $M_{z, Ed}$ erforderlich. Diese teilen sich wie folgt auf:


Abbildung 8-4: Verteilung der Normalkräfte auf die Verbindungsmittel [kN]

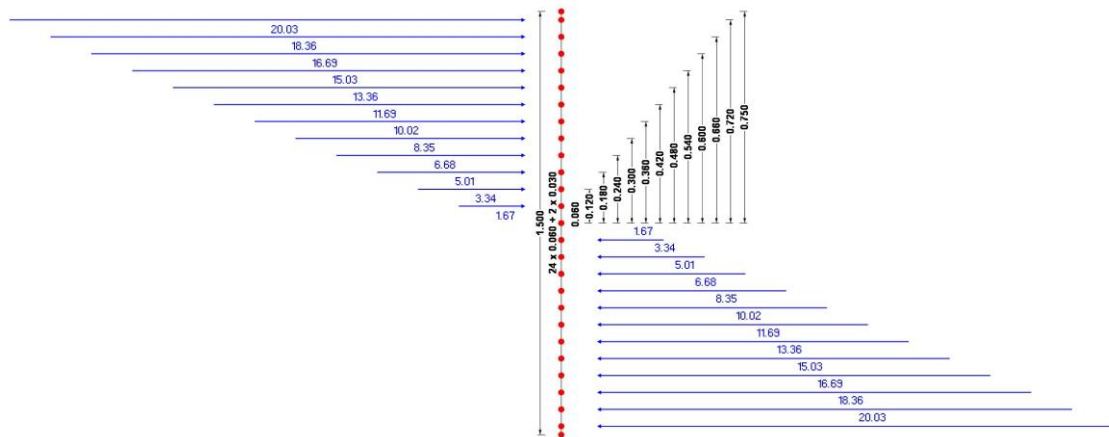


Abbildung 8-5: Verteilung des Biegemoments M_y auf die Verbindungsmittel [kN]

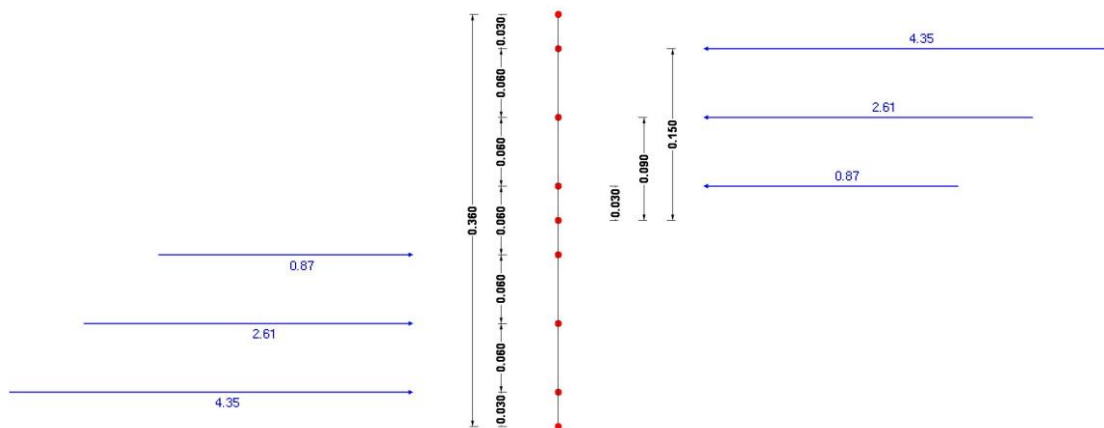


Abbildung 8-6: Verteilung des Biegemoments M_z auf die Verbindungsmittel [kN]

$$F_{ax,Ed} = F_{N,Ed} + F_{M_y,Ed} + F_{M_z,Ed} = 46,39 + 20,03 + 4,25 = 70,67 \text{ kN} \quad (8.38)$$

Nachweis:

$$\eta_{\text{Stange}} = \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} = \frac{70,67}{56,96} = 1,24 > 1,00 \quad (8.39)$$

Eine reine Zugbeanspruchung der Verbindung könnte durch die untersuchte Anordnung der Gewindestangen übertragen werden. Bei Überlagerung der Kraftanteile aus den Biegemomenten kommt es rechnerisch zu einem Versagen des Klebstoffes zwischen der Stahlstange und dem Holz. Die Auslastung der maximal belasteten Gewindestange liegt bei 124 %.

Für die untersuchte Verbindung ist wie für das restliche Tragwerk Nutzungsklasse 2 maßgebend. Der Festigkeitswert für Nutzungsklasse 1 wurde herangezogen, um zu zeigen, dass auch mit dem größtmöglichen Klebefestigkeitswert bei vorhandener Normenlage keine zulässige Tragfähigkeit erreicht wird. Es wäre dazu zu untersuchen, ob der Einsatz von längeren Einklebelängen wirklich zu dem über Formel (8.36) beschriebenen starken Abnehmen des Festigkeitswert führt.

8-2.3.5 Nachweis der Einklebelänge

Nachweis der Mindesteinklebelänge lt. EN 1995-1-1 [71]:

$$l_{ad,min} = \max(0,5 * d^2; 10 * d) = \max(0,5 * 16^2; 10 * 16) = 160 \text{ mm} < 330 \text{ mm} \quad (8.40)$$

Nachweis der Maximaleinklebelänge lt. Zulassung Z 9.1-778 [73]:

$$l_{ad,max} = \min(40 * d; 1.000) = \min(40 * 16; 1.000) = 640 \text{ mm} > 330 \text{ mm} \quad (8.41)$$

8-2.3.6 Zugspannung im Holz-Querschnitt

Abschließend erfolgt der in DIN EN 1995-1-1 [71] geforderte Nachweis der Zugspannung am Ende des maßgebenden Stahlstabs. Für diesen Nachweis wird die gleiche Stabkraft wie für den Nachweis der Gewindestange in Abschnitt 8-2.3.4 herangezogen. Als wirksame Fläche wird der Holzquerschnitt rund um die Stange verwendet:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{F_{ax,Ed}}{A_{ef}} = \frac{70,67 * 10^3}{60 * 60} = 19,63 \text{ N/mm}^2 \quad (8.42)$$

$$\eta_t = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{19,63}{17,31} = 1,13 > 1,0 \quad (8.43)$$

Um den Nachweis zu erfüllen müsste beispielsweise die Geometrie der Verbindungsmittel optimiert werden, sodass für die äußersten Gewindestangen-Reihen mehr wirksame Fläche angesetzt werden kann.

8-2.3.7 Nachweis Stahlteile

Auf die Nachweise der Stahlbauteile wurde im Rahmen dieser Arbeit verzichtet, da es dafür die Klärung der Frage der Verbindungsmittel - Geometrie der Gewindestangen bedarf. In weiteren Untersuchungen wären folgende Nachweise zu führen:

- Biegung der Kopfplatten
- Nachweis der Gurtbleche
- Nachweis des Stegblechs
- Nachweise der Zwischensteifen (siehe Abbildung 8-2)
- Nachweis sämtlicher Schweißnähte

Zusätzlich ist bei der Ausbildung des Stahlbauknotens zu beachten, dass auf Höhe des Stegblechs der Anschluss der Querschotte vorgesehen ist. Durch die Komplexität des Knotens wäre eine Verifizierung der Berechnungen durch eine Finite-Elemente-Berechnung nach erfolgter Dimensionierung der Bleche sinnvoll.

KAPITEL 9: STRUKTUROPTIMIERUNG

9-1 ALLGEMEINES

Zur Optimierung von Bauwerken in der Größenordnung von Windkraftanlagen ist generell anzumerken, dass es dabei mehrere Punkte zu beachten gilt. Einerseits sollten solche Anlagen auf möglichst große Rotordurchmesser ausgelegt werden, damit eine maximale Energiegewinnung möglich ist. Andererseits wachsen mit der Rotordimension auch die Dimensionen und Lasten anderer Bauteile wie beispielsweise die Höhe des Turmes, benötigte Querschnitte der Bauteile, stärkere Verbindungsmittel, usw.

Es gibt zumindest drei Entwurfsparameter, welche in der Optimierung von Windkraftanlagen zu beachten sind (vgl. [4]):

- 1.) Die optimale **Turmhöhe** ist - zumindest theoretisch - als Schnittpunkt zweier Funktionen aus Baukosten und Energielieferung zu bewerten: Je größer die Turmhöhe, desto größer der einsetzbare Rotordurchmesser und desto höher die Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe sowie die erzielbare Leistung. Im Bereich von 100 - 150 m Turmhöhe kann von einem Anstieg des Energieertrags von rund 0,7 % je Meter Nabenhöhe ausgegangen werden (vgl. [4]). Dies bedeutet allerdings auch, dass mit steigender Turmhöhe die erforderlichen Errichtungskosten ansteigen.
- 2.) Neben der Höhe beeinflusst die **Turmsteifigkeit** den Anlagenentwurf. Abhängig vom gewählten Rotortyp ist es notwendig, die Eigenfrequenzen des Turmes innerhalb eines gewissen Bereichs abzustimmen, wobei laut [4] die erste Biegeeigenfrequenz für die Konstruktion maßgebend ist. Es kann davon ausgegangen werden, dass mit größeren Turmhöhen mehr Konstruktionsaufwand in die Realisierung einer benötigten Bauwerkssteifigkeit gelegt werden muss, was sich letztlich auch auf den Materialaufwand und die Errichtungskosten auswirken kann.
- 3.) Je nach **Standort der Anlage** ergeben sich weitere Rahmenbedingungen, die in der Optimierung berücksichtigt werden müssen. Speziell bei abgelegenen, schlecht erreichbaren Standorten ist die Transportierbarkeit ein wichtiges Kriterium. Nach [4] sind in solchen Fällen der Einsatz von räumlichen Fachwerktürmen zu bevorzugen, da diese hohe und steife Konstruktionen bei geringem Materialeinsatz und Gesamtgewicht zulassen.

Grundsätzlich werden mit der Wahl des Turmtyps bereits einige der oben genannten Entscheidungen getroffen. Bei Stahlrohtürmen nimmt man eine größere Baumasse in Kauf, dafür sind im Bereich bis zu 100 m Höhe recht schlanke Bauwerke als Systemlösung mit wenig Problemen realisierbar. Zu beachten ist dabei die Transportierbarkeit, welche bei höheren Bauwerken aufgrund der größeren Turmdurchmesser stark abnimmt.

Für Türme über 100 m sind Gittertürme zu bevorzugen. Diese verfügen grundsätzlich über eine höhere Turmsteifigkeit bei geringem Anstieg der Baumasse mit zunehmender Höhe. Laut [4] kann von einer um 40 % verringerten Baumasse, sowie von rund 20 % Kostenvorteil gegenüber einem Stahlrohrturm ausgegangen werden. Ab einer Nabenhöhe von ≥ 100 m kann die Hybridbauweise eine weitere Begrenzung der Baukosten mit sich bringen (siehe Abbildung 9-1 und Abbildung 9-1).

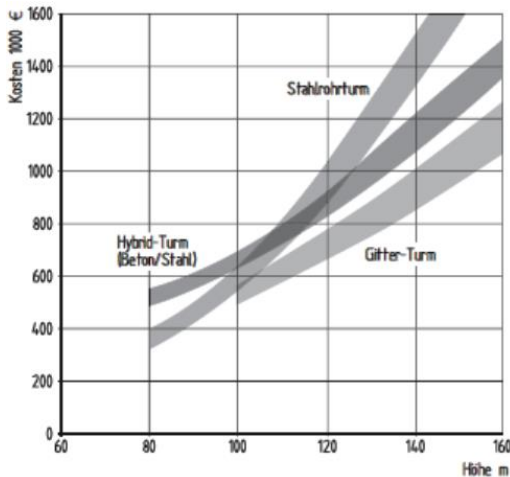


Abbildung 9-1: Anstieg der Kosten mit der Turmhöhe [4]

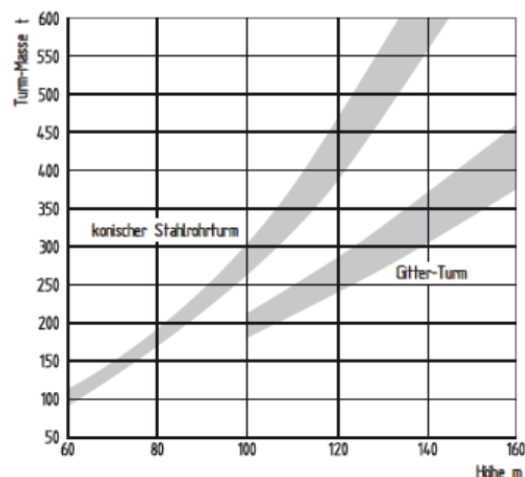


Abbildung 9-2: Anstieg d. Baumasse mit der Turmhöhe [4]

Abschließend zur allgemeinen Strukturoptimierung ist anzumerken, dass im Fall von Windkraftanlagen die Anlage nur so gut sein kann wie der dafür gewählte Standort. Wie bereits erwähnt, sind Standorte mit möglichst gleichförmigen, starken Windbedingungen ohne große Turbulenzen zu bevorzugen. Prinzipiell gilt, je weniger bzw. einheitlicher die Geländerauhigkeit der Umgebung ist, desto konstanter der Wind, weswegen Standorte in Küstennähe bzw. in ebenen Gebieten gut geeignet sind.

In [20] wird empfohlen, die Turmhöhe so anzupassen, dass die Rotornabe oberhalb der sogenannten Prandtl-Schicht liegt. Diese ist definiert als bodennahe Schicht, in welcher Windturbulenzen durch Reibung an der Erdoberfläche auftreten können. Die Windgeschwindigkeit oberhalb dieser Schicht ist frei von Windturbulenzen (siehe Abbildung 9-3).

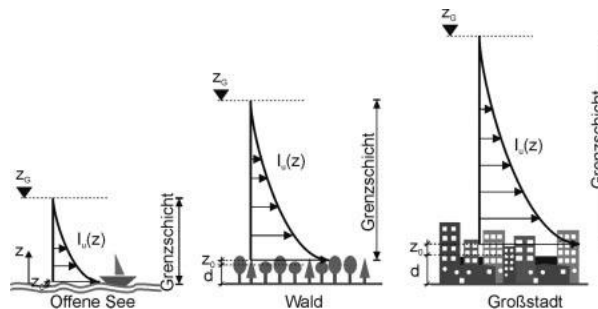


Abbildung 9-3: Grenzschicht der Turbulenz

9-2 OPTIMIERUNGSMÖGLICHKEITEN IM VORLIEGENDEN PROJEKT

Für den im vorliegenden Projekt untersuchten Hybridturm gibt es eine Fülle weiterer Optimierungsmöglichkeiten, auf die bei den Berechnungen im Zuge dieser Arbeit nicht genauer eingegangen wurde:

- Durch eine weitere Variation der Eckstiel- und Ausfachungsgeometrie ist eine Reduktion der Bemessungsschnittgrößen der einzelnen Bauteile möglich. Andere Anschlusswinkel ergeben andere Lasten in den Bauteilen. Über eine Variantenstudie von unterschiedlichen Ausfachungsgeometrien bei gleicher Fachwerksart könnte die Anzahl der Verbindungen minimiert werden, sodass die minimale zulässige Turmsteifigkeit bei maximaler Auslastung der Bauteile erzielt wird.

- Die Optimierung der Turmgeometrie hinsichtlich des Turmquerschnitts im Sinne einer Reduktion ist möglich, solange die zulässige Untergrenze der zulässigen Biegesteifigkeit nicht erreicht wird (siehe Abbildung 7-4). Die in Abschnitt 7-3 errechneten ersten Biegeeigenfrequenzen befinden sich an der zulässigen Obergrenze, sodass die Möglichkeit der Optimierung durchaus besteht.
- Vor der Optimierung der Stabquerschnitte muss mit einem schlüssigen Konzept aller Verbindungen aufgezeigt werden, dass kleinere Querschnitte zufolge der eingesetzten Verbindungstechnik überhaupt möglich sind. Aufgrund von minimal zulässigen Randabständen bzw. durch den Nachweis der Nettoquerschnitte ist es sonst denkbar, dass Stabquerschnitte nicht über die Stabauslastung, sondern über die Verbindungstechnik vorgegeben werden (siehe nicht erfüllte Nachweise in Abschnitt 8-2.3.4 und 8-2.3.5). Hierfür wäre es sinnvoller, die Materialgüte wenn möglich zu senken und bereits berechnete Querschnittsdimensionen zu belassen.
- Die Eigenfrequenzen des Turmes können neben dem Verändern des Turmquerschnitts durch Variation der Knotensteifigkeiten der Verbindungen verändert werden (siehe Abschnitt 7-3). Dies setzt allerdings auch Kenntnis der verwendeten Verbindungsmittel voraus.
- Durch die Ausbildung des Turmes als Hybridturm können die Verformung sowie die Steifigkeit des Turmes durch Variation der Übergangshöhe zwischen Holz- und Stahlurm optimiert werden. Bei einer Verringerung des Stahlurmes wird auch die Durchbiegung des Tragwerks weniger, da die Biegesteifigkeit des Gitterturmes höher ist als jene des Rohrturmes (siehe Abb. Anhang C-59 f.).

Bei allen aufgezählten Optimierungsmöglichkeiten gilt, dass nicht die Minimierung des Materialaufwandes im Vordergrund stehen sollte, sondern die Minimierung des Herstellungsaufwandes. Somit ist es ab einem gewissen Optimierungsgrad der Statik sinnvoller, auf die Einheitlichkeit der Querschnitte und der Verbindungen zu achten, als auf deren minimalen Querschnitt. Letztendlich liegt in der Rationalisierung der Herstellprozesse von Verbindungen und Bauteilen auch ein wesentlicher Schritt zur Reduktion der Errichtungskosten.

Abschließend muss angemerkt werden, dass all diese vorgeschlagenen Optimierungsmöglichkeiten erst bei voller Kenntnis aller Modellierungsparameter sinnvoll sind. Teile der Optimierung des Turmes können erst dann beginnen, wenn ein konkreter Standort festgelegt ist, da die Steifigkeit des Bodens die Eigenfrequenzen und Schnittkräfte beeinflussen. Erst wenn alle Lasten auf das Tragwerk aufgebracht wurden (auch jene aus Verbindungsmittel; Eigenlasten aus Fassade, etc.), kann an eine Tragwerksoptimierung gedacht werden.

KAPITEL 10: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die Konstruktion von Turmbauten für Windkraftanlagen abseits der Standardlösung als Rohrturm in Stahlbauweise zu diskutieren. In diesem Zusammenhang wurde näher auf eine „doppelte“ Hybridbauweise im Sinne einer Mischung aus Rohr- und Fachwerkturm bzw. Stahl- und Holzkonstruktion eingegangen.

Mit der Parametrisierung des Fachwerkturmes wurde die Möglichkeit geschaffen, den Aufwand der Modellerstellung zukünftig zu minimieren und – im Rahmen der definierten Parameter – die Turmgeometrie beliebig anpassen zu können. Neben der Geometrie des Turmes wurde auch die Eingabe der restlichen Berechnungseingaben (Lasten, Lastfälle, Ergebniskombinationen, etc.) über MS - Excel aufbereitet, sodass diese ins Geometriemodell zum FE-Modell importiert werden können.

In einer Fortführung der Automatisierung der Berechnung wäre es aufgrund der hohen Anzahl an Verbindungen sinnvoll, die im Rahmen dieser Arbeit gezeigte Abfolge an Programmschnittstellen auch in die Gegenrichtung aufzubereiten und für die Bemessung der Verbindungsdetails zu verwenden. Dabei könnten aus RFEM Schnittkräfte in den maßgebenden Knotenpunkten ausgelesen und nach MS - Excel zur Detailbemessung übergeben werden. Nach Berechnung der benötigten Verbindungsmittel wäre es in einem weiteren Schritt möglich, durch Einlesen der Berechnungsergebnisse aus MS - Excel in ein vorbereitetes Grasshopper-Skript Konstruktionsskizzen bzw. ganze Pläne zu generieren, oder aber, wie beispielhaft in Abbildung 8-1 gezeigt ein dreidimensionales Modell des Knotens zu erstellen (eine Übersicht des entsprechenden Grasshopper-Skripts dazu ist in Anhang B-2 dargestellt). Eine Aufbereitung der Detailbemessung auf diese Art würde viele Möglichkeiten und Chancen bieten, nicht zuletzt könnten nach einmaligem Aufbereiten der Schnittstellen viele Arbeitsschritte der Tragwerksplanung und Konstruktion vereint werden.

Hinsichtlich der Berechnung wurde festgestellt, dass es zwar Richtlinien und Normen für die Erstellung von Windkraftwerken gibt, diese jedoch generell von der Auslegung des Turmes als Stahl- bzw. Betontragwerk ausgehen. Dementsprechend ist bei der Bemessung des Holzfachwerks in einigen Punkten zu „improvisieren“ (beispielsweise bei dem Nachweis der Materialermüdung). Nachdem Holz als Baustoff für Windkraftwerke als Neuheit gilt, gibt es die Chance, dass die zitierten Richtlinien in zukünftigen Ausgaben auch auf Konstruktionen in nicht konventioneller Bauweise zur Gänze anwendbar werden.

Einige bemessungsrelevante Aspekte wurden im Zuge des Projektes ausgegrenzt, da im bisherigen Stadium des Projektes keine Unterlagen dafür vorhanden waren. Im Zusammenhang einer Umsetzung der Windkraftanlage haben alle relevanten geotechnischen Untersuchungen zu erfolgen, um beispielsweise mögliche unerwünschte Setzungen bzw. unerwartete Grundwasserverhältnisse auszuschließen. Die Gründung wurde als Flächengründung modelliert, wobei in einer Parameterstudie die Auswirkungen von unterschiedlichen Bodensteifigkeiten untersucht wurden. Die errechneten Schnittkräfte sind demnach auch als Näherung an die real auftretenden Schnittkräfte zu betrachten.

Für die zwar beschriebenen, aber nicht geführten Nachweise (siehe Kapitel 6) bedarf es weiterer Untersuchungen, sodass letztendlich auch das Verhalten der Anlage hinsichtlich Ermüdung und Verformung geklärt und nachgewiesen werden kann.

Für eine endgültige Bemessung des Turmes ist es notwendig, die Lasten, welche bisher mangels Alternativen von einem ähnlichen Projekt übernommen wurden, durch eine dynamische Simulationsrechnung zu verifizieren. Aufgrund von anzunehmenden Abweichungen der Turmsteifigkeiten

beider Türme können geringfügig andere Einwirkungen resultieren, wodurch sich möglicherweise Änderungen in der Bemessung der Querschnitte ergeben würden.

Für die Montage sind Lasten in allen Turmschnitten zu untersuchen (siehe Abbildung 5-20), wobei die jeweils über dem untersuchten Turmschnitt liegende Struktur ausgeblendet werden muss. Die Berechnung im Rahmen der vorliegenden Arbeit beschränkt sich auf die Einwirkungen in Höhe der Rotornabe, sodass daraus weder ein Montagekonzept abgeleitet, noch garantiert werden kann, dass das Fachwerk auf den maßgebenden Lastfall bemessen wurde.

Einhergehend mit der Erstellung eines Montagekonzepts nach der Festlegung auf einen Projektstandort gilt es, alle für den Turm notwendigen Verbindungen zu bemessen bzw. festzulegen. Einige dieser Verbindungspunkte wurden bereits in Abschnitt 8-1 aufgelistet. Wie in der Parameterstudie gezeigt hat die Ausbildung der Knoten eine Auswirkung auf die Steifigkeit der gesamten Turmstruktur. (siehe Eigenfrequenzberechnungen in Abschnitt 7-3).

Bei der Erstellung des Prototyps des „TimberTowers“, welcher in Hannover 2012 in Betrieb genommen wurde, handelte es sich – mangels Erfahrung im Einsatz von Holz für Windkraftanlagen - um eine „Zustimmung im Einzelfall“. Damit einher ging ein striktes Konzept zum Bauwerksmonitoring, sowohl hinsichtlich der Tragwerksplanung, als auch der Bauphysik. Mittels Sensoren an verschiedenen Messstationen im Turm können Bauwerksschädigungen gemessen, auftretende Spannungen ermittelt und Schwingungen kontrolliert werden (vgl. [24]). Im Sinne der Weiterentwicklung des Projektes, sowie zum Sammeln von Erfahrung mit der Konstruktion von Fachwerktürmen wäre es sinnvoll, auch für den vorliegenden Turm ein ähnliches Konzept im Prototyp einzuplanen. Nicht zuletzt ist es relativ wahrscheinlich, dass es sich bei der Umsetzung des hier behandelten Hybridturms genauso um eine Zustimmung im Einzelfall handeln wird.

ANHANG A VERZEICHNISSE

A-1 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] <http://www.windbranche.de/> [cited 2017 July 21] Available from: URL: <http://www.windbranche.de/windenergie-ausbau/welt>.
- [2] TimberTower. Türme aus Holz für Windkraftanlagen; 2008.
- [3] <http://www.timbertower.de/> [cited 2017 July 21] Available from: URL: <http://www.timbertower.de/ueberuns/>.
- [4] Hau E. Windkraftanlagen: Grundlagen, Technik, Einsatz, Wirtschaftlichkeit. 5., neu bearb. Aufl. Berlin: Springer 2014.
- [5] Schaffarczyk A. Einführung in die Windenergietechnik: Mit 27 Tabellen sowie zahlreichen Beispielen und Übungen. München: Fachbuchverl. Leipzig im Carl-Hanser-Verl. 2012.
- [6] <http://www.panoramio.com/>; 2017. Available from: URL: <http://www.panoramio.com/photo/73827017>.
- [7] <http://www.faz.net> [cited 2017 July 21] Available from: URL: <http://www.faz.net/aktuell/wirtschaft/unternehmen/vor-30-jahren-wie-die-windkraft-testanlage-growian-scheiterte-12620215/zweifluegliger-rotor-die-12620081.html><http://www.faz.net/aktuell/wirtschaft/unternehmen/vor-30-jahren-wie-die-windkraft-testanlage-growian-scheiterte-12620215/zweifluegliger-rotor-die-12620081.html>.
- [8] Wind Farm: Wind powered generator farm near Tehachapi, california [cited 2017 July 21] Available from: URL: <http://www.airphotona.com/img?i=430>.
- [9] Fraunhofer-Gesellschaft zur Förderung der angewandten Forschung e.V. Monatliche Stromerzeugung in Deutschland in 2017 [cited 2017 August 20] Available from: URL: https://www.energy-charts.de/energy_de.htm?source=all-sources&period=monthly&year=2017.
- [10][cited 2017 July 21] Available from: URL: https://www.igwindkraft.at/fakten/?xmlval_ID_KEY%5b0%5d=1232.
- [11]2017. Available from: URL: <https://de.wikipedia.org/wiki/Windkraftanlage>.
- [12][cited 2017 June 5] Available from: URL: https://www.igwindkraft.at/fakten/?xmlval_ID_KEY%5b0%5d=1234.
- [13][cited 2017 July 21] Available from: URL: <http://www.windbranche.de/windenergie-ausbau/welt>.
- [14]2017. Available from: URL: <http://www.windbranche.de/karte-weltweit/>.
- [15][cited 2017 June 20] Available from: URL: http://www.gwec.net/wp-content/uploads/vip/GWEC_PRstats2016_EN_WEB.pdf.
- [16]Internationales Wirtschaftsforum Regenerative Energien GmbH [cited 2017 August 31] Available from: URL: <http://www.offshore-windindustrie.de/forschung>.
- [17][cited 2017 July 21] Available from: URL: <https://www.windenergie.de/sites/default/files/images/page/2011/vertikalachser/5-1-darrieus-rotor-bwe.jpg>.
- [18][cited 2017 July 20] Available from: URL: <http://www.energieatlasnrw.de/site/nav2/Wind.aspx?P=7>.

- [19]Kuhlmann U. Stahlbau-Kalender 2007. Berlin, Berlin: Ernst 2007.
- [20]Kuhlmann U. Stahlbau-Kalender 2017. Berlin: Ernst & Sohn 2017.
- [21][cited 2017 August 2] Available from: URL: <http://www.sabinefeldner.de/Blog/wp-content/uploads/2013/08/CIMG4402.jpg>.
- [22][cited 2017 June 20] Available from: URL: <http://www.sunwindenergy.com/news/siemens-wind-turbine-ats-hybrid-tower-completed>.
- [23]Austrian Standards Institute; ÖNORM EN 338. Wien: Austrian Standards Institute; 2016 2016.
- [24]TimberTower GmbH. Timber Tower - er ist gebaut; 2012.
- [25][cited 2017 July 21] Available from: URL: <http://vermessung-hannover.de/marienwerder-timbertower/>.
- [26][cited 2017 July 21] Available from: URL: http://www.timbertower.de/wp-content/uploads/2013/11/TimberTower_231-580x776.jpg.
- [27]Kuhlmann U. Stahlbau-Kalender 2013: [Eurocode 3 - Anwendungsnormen, Stahl im Industrie- und Anlagenbau] Berlin: Ernst & Sohn 2013.
- [28][cited 2017 July 21] Available from: URL: <http://www.kitrad.org/tipps-tricks/ideensammlung/tuerme>.
- [29][cited 2017 August 2] Available from: URL: <http://www.virtuelle-unterwelten.de/geocaching/Laasow.jpg>.
- [30][cited 2017 July 20] Available from: URL: <http://www.publicdomainpictures.net/pictures/150000/velka/eiffel-tower-1453417203zCB.jpg>.
- [31]Petersen C. Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. 4., vollständig überarbeitete und aktualisierte Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg 2013.
- [32]Jiabin Wu. Entwurf und Berechnung einer Kleinwindkraftanlage. Masterarbeit, Hochschule Regensburg 2013.
- [33][cited 2017 April 15] Available from: URL: <https://structurae.de/fotos/203394-sendeturm-gleiwitz>.
- [34][cited 2017 August 3] Available from: URL: https://de.wikipedia.org/wiki/Aussichtsturm_Pyramidenkogel#/media/File:Pyramidenkogel-Aussichtsturm_neu_21062013_055.jpg.
- [35]Austrian Standards Institute; ÖNORM EN 1995-1-1. Wien: Austrian Standards Institute; 2015 2015.
- [36]Austrian Standards Institute; ÖNORM EN 1993-1-9. Wien: Austrian Standards Institute; 2013 2013.
- [37]Radaj D, Vormwald M. Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure. 3., neubearbeitete und erw. Aufl. Berlin, New York: Springer 2007.
- [38]Brandner R, Schickhofer G. Ermüdungsverhalten von Holz und Holzwerkstoffen: Non-K_ind-Machbarkeitsstudie. holz.bau forschungs gmbh 2011.
- [39]Aicher S, Zachary C, editors. Ermüdungsverhalten von Holz und geklebten Holzbauteilen; 2015.
- [40]Kreuzinger H, Mohr B. Holz und Holzverbindungen unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen. Institut für Tragwerksbau, Technische Universität München 1994.

- [41] Seidel M. Auslegung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen: Lastermittlung und Nachweis der Ermüdungsfestigkeit von Hybridtürmen für Windenergieanlagen am Beispiel einer 3,6-MW-WEA mit 100m Rotordurchmesser. In: Beton- und Stahlbetonbau.
- [42] Austrian Standards Institute; ÖNORM EN 1995-2. Wien: Austrian Standards Institute; 2006 2006.
- [43] Informationsdienst Holz, editor. Holzbau Statik Aktuell 02. Wuppertal: Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.; 2016.
- [44] Eberhart O. Ermüdungsnachweise im Ingenieurholzbau. In: Informationsdienst Holz, editor. Holzbau Statik Aktuell 02. Wuppertal: Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V. 2016.
- [45] Deutsches Institut für Normung e.V.; DIN EN 1990. Berlin: DIN; 2010 2010.
- [46] Austrian Standards Institute; ÖVE/ÖNORM EN 61400-1. Wien; 2011 2011.
- [47] Jörn Loviscach. Schwingungen einer Windkraftanlage; Campbell-Diagramm [cited 2017 August 7] Available from: URL: https://www.youtube.com/watch?v=uDAZFd7P_4w.
- [48] Petersen C. Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg+Teubner Verlag 2013.
- [49] Flesch R. Skriptum zur Vorlesung Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen. Austrian Institute of Technology 2011.
- [50] Gotthard F. Beton-Kalender 1978. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn 1978.
- [51] Schickhofer G. Holzbau - Nachweisführungen für Konstruktionen in Holz: Skriptum Teil B. Graz: Institut für Holzbau & Holztechnologie, TU Graz 2009.
- [52] Deutsches Institut für Bautechnik; Richtlinie. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik; 2015 2015.
- [53] Flesch R. Baudynamik praxisgerecht. Wiesbaden [u.a.]: Bauverlag 1993.
- [54] Lawo M, Thierauf G, Klingmüller O. Stabtragwerke: Matrizenmethoden der Statik und Dynamik / Michael Lawo, Georg Thierauf. Braunschweig: Vieweg 1980-83.
- [55] Schröder C, editor. Holztürme für Windkraftanlagen. Hannover; 2014.
- [56] Deutsches Institut für Normung e.V.; DIN EN 61400-1. Berlin: DIN; 2015 09-2015.
- [57] Deutsches Institut für Normung e.V.; DIN EN 1991-1-4/NA. Berlin: DIN; 2010 2010.
- [58] Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH. Germanischer Lloyd; 2010 2010.
- [59] Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH [cited 2017 July 22] Available from: URL: <http://www.rotortechnik.at/Downloads/Allgemeines/GL%20zertif%20von%20WEA.pdf>.
- [60] Austrian Standards Institute; ÖNORM EN 1991-3-1. Wien: Austrian Standards Institute; 2010 2010.
- [61] Bau-Überwachungsverein e.V. BÜV-Empfehlungen für die Bauüberwachung von Windenergieanlagen: Bau-Überwachungsverein e.V. [cited 2017 August 18] Available from: URL: <http://www.bvpi.de/shared/pdf-dokumente/windanlagen.pdf>.
- [62] DNV GL Energy; Richtlinie. DNV GL; 2016 2016. Available from: URL: <http://rules.dnvgl.com/docs/pdf/DNVGL/ST/2016-03/DNVGL-ST-0262.pdf> [cited 2017 August 18]
- [63] Vensys Energy AG [cited 2017 August 2] Available from: URL: <http://www.vensys.de/energy/produkte-und-service/vensys-3-mw.php>.
- [64] Austrian Standards Institute; ÖVE/ÖNORM EN 61400-1. Wien: Austrian Standards Institute; 2011 2011.

- [65]Deutsches Institut für Normung e.V.; DIN EN 1991-1-1. Berlin: DIN; 2010 2010.
- [66]Deutsches Institut für Normung e.V.; DIN EN 1998-1. Berlin: DIN; 2010 2010.
- [67]Deutsches Institut für Normung e.V.; DIN EN 1991-1-4. Berlin: DIN; 2010 2010.
- [68]Bergmeister K, Fingerloos F, Wörner J-D. Beton-Kalender 2011: Kraftwerke, Faserbeton. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn 2011.
- [69]Austrian Standards Institute; ÖNORM B 1991-1-4. Wien: Austrian Standards Institute; 2013 2013.
- [70]Schickhofer G, Bogensperger T, Moosbrugger T. BSPhandbuch: Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz - Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts. Graz: Institut für Holzbau & Holztechnologie, TU Graz 2010.
- [71]Deutsches Institut für Normung e.V.; DIN EN 1995-1-1/NA. Berlin: DIN; 2010 2010.
- [72]Deutsches Institut für Bautechnik; Zulassung Z-30.3-6; 2017 2017.
- [73]Deutsches Institut für Bautechnik; Zulassung Z-9.1-778; 2012 2012.

A-2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2-1:	Windkraft einst und heute [6]	4
Abbildung 2-2:	GroWiAn-Anlage [7]	5
Abbildung 2-3:	Windpark in Kalifornien [8] mit verschiedenen Anlagentypen	6
Abbildung 2-4:	Windstromproduktion nach Länder [15]	7
Abbildung 2-5:	Weltweite Windstromerzeugung [13]	7
Abbildung 2-6:	Windkraftanlage mit vertikaler Turbinenachse („Darrieus-Rotor“) [17]	7
Abbildung 2-7:	Anlage mit horizontaler Drehachse [18]	8
Abbildung 2-8:	Funktionsweise eines Auftriebsläufers [4]	8
Abbildung 2-9:	Bauteile einer Windkraftanlage [4]	9
Abbildung 2-10:	Bauteile einer Windkraftanlage [19]	9
Abbildung 2-11:	Windkraftanlage mit Rohrturm in Segmentbauweise [21]	11
Abbildung 2-12:	Montage eines Beton-Stahl-Hybridturmes [22]	12
Abbildung 2-13:	Montage des TimberTower - Prototyps [25]	13
Abbildung 2-14:	TimberTower-Prototyp in Hannover-Marienwerder [26]	13
Abbildung 2-15:	Windkraftanlage mit abgespannten Turm [28]	13
Abbildung 2-16:	Windkraftanlage mit Stahlfachwerkturm [29]	14
Abbildung 2-17:	Turmgeometrien für den Fachwerkturm (konstant, gekrümmt u. gekrümmt-optimiert) 15	
Abbildung 2-18:	Zum Vergleich: Form u. Geometrie des Eiffelturms [30]	15
Abbildung 2-19:	Ausfachungssysteme für Fachwerktürme [31]	15
Abbildung 2-20:	Turmmodell Diplomarbeit Hochschule Regensburg [32]	16
Abbildung 2-21:	Konzept des Hybridturmes aus Rohr- und Gitterkonstruktion aus Holz	16

Abbildung 2-22:	Sendeanlage in Gleiwitz, Polen, Holzfachwerkturm, errichtet 1935 [33].....	18
Abbildung 2-23:	Aussichtsturm Pyramidenkogel, Holz-Stahl-Konstruktion, eröffnet 2013 [34].....	18
Abbildung 3-1:	Begriffsdefinition Zeitstandfestigkeit / Zeitfestigkeit [38].....	20
Abbildung 3-2:	Begriffsdefinition (vgl. [40]).....	22
Abbildung 3-3:	Doppelt logarithmische Wöhlerkurve [40].....	22
Abbildung 3-4:	Einfach logarithmische Wöhlerkurve [40].....	22
Abbildung 3-5:	Lastkollektive mit vorwiegend ruhenden und wechselnden Einwirkungen [40].....	23
Abbildung 3-6:	Momentenbelastung bei unterschiedlicher Rotorblattanzahl [4].....	24
Abbildung 3-7:	Ablaufdiagramm zur Errechnung schädigungsäquivalenter Einstufenkollektive [41].....	25
Abbildung 3-8:	Skalierung der k_{fat} -Werte bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen ([38] zitiert aus [40])	28
Abbildung 3-9:	Anwendung der Palmgren-Miner-Regel (vgl. [44]).....	30
Abbildung 3-10:	Ausgefülltes Campbell-Diagramm [5].....	33
Abbildung 3-11:	Dämpfungszahlen für Material, Konstruktion und Gründung [53](Zitiert aus [54]) ..	35
Abbildung 3-12:	Schwingungsverhalten eines Stahlturmes [55].....	36
Abbildung 3-13:	Ausschwingverhalten eines Holzturmes (Anhand des TimberTowers) [55].....	36
Abbildung 4-1:	Systemskizze [63].....	40
Abbildung 4-2:	Planungsgrundlage (Projekt Fa. Green Tower).....	42
Abbildung 5-1:	Räumliche Windgeschwindigkeits-verteilung (vgl. [4]).....	45
Abbildung 5-2:	Dreidimensionales, künstliches Windfeld für die Simulation (vgl. [20]).....	45
Abbildung 5-3:	Normales Windprofil.....	50
Abbildung 5-4:	Vereinfachte Berechnung der Turbulenz nach DIBt für Geländekat. 1 + 2.....	51
Abbildung 5-5:	Vereinfachte Berechnung von $v_{m1}(z)$ und $v_{m50}(z)$ nach DIBt für Geländekat. 1 + 2...	52
Abbildung 5-6:	Genaue Berechnung von $v_{m1}(z)$ und $v_{m50}(z)$ nach DIN EN 1991-1- [57] für Geländekat. 3	53
Abbildung 5-7:	Genaue Berechnung der Turbulenzintensität nach DIN EN 1991-1-4 [57] für Geländekat. 3	53
Abbildung 5-8:	Windverlauf nach DIN EN 61400-1 [56].....	54
Abbildung 5-9:	Verlauf der Extremen Betriebsbö über die Höhe und die Zeit.....	55
Abbildung 5-10:	Verlauf der Extremen Betriebsbö am Turmfuß.....	55
Abbildung 5-11:	Verlauf der extremen Richtungsänderung.....	57
Abbildung 5-12:	Verlauf der Richtungsänderung beim Lastfall ECD.....	58
Abbildung 5-13:	Verlauf der extrem kohärenten Windbö mit Richtungsänderung über die Höhe und der Zeit	58
Abbildung 5-14:	Verlauf der extrem kohärenten Windbö in Nabenhöhe über die Zeit.....	59
Abbildung 5-15:	Verlauf des extremen vertikalen Windgradienten über Höhe und Zeit.....	60
Abbildung 5-16:	Verlauf des extremen horizontalen Windgradienten über Höhe und y-Koordinate	60
Abbildung 5-17:	Eisansatz auf Rotorblätter in Abhängigkeit der Rotorblattlänge [52].....	62

Abbildung 5-18:	Zusammenhang der einzelnen Windmodelle.....	63
Abbildung 5-19:	Gesamtdynamisches und vereinfachtes Berechnungsverfahren [19].....	65
Abbildung 5-20:	Turmschnitte	65
Abbildung 6-1:	Turmkoordinatensystem [52].....	68
Abbildung 6-2:	Ablauf Modellgenerierung	69
Abbildung 6-3:	Programmcode in der Programmieroberfläche von Grasshopper.....	70
Abbildung 6-4:	Modellansichten in Rhinoceros als Vorschau der eingestellten Geometrie.....	70
Abbildung 6-5:	Übersicht des Programmcodes inkl. Nummerierung der Module	72
Abbildung 6-6:	Nummerierungsschema Rautenfachwerk (Turmabwicklung)	77
Abbildung 6-7:	Nummerierungsschema Sternfachwerk (Turmabwicklung).....	78
Abbildung 6-8:	Nummerierungsschema K-Fachwerk (Turmabwicklung)	79
Abbildung 6-9:	Nummerierungsschema Diagonalenfachwerk (Turmabwicklung)	79
Abbildung 6-10:	Auszug der verfügbaren Tabellen in RFEM.....	80
Abbildung 6-11:	Staborientierung mittels Orientierungspunkte	81
Abbildung 6-12:	Stahladapter	81
Abbildung 6-13:	Turmschiefstellung	85
Abbildung 6-14:	Turmachsen (rot = starke Achse; blau = schwache Achse)	86
Abbildung 6-15:	Kombinationen der Lastfälle zu Lastkombinationen	87
Abbildung 6-16:	Kombination der Lastkombinationen zu Einwirkungskombinationen	88
Abbildung 6-17:	Zuordnung der Einwirkungskombinationen zu Superkombinationen	89
Abbildung 7-1:	Exzentrizitäten für Eigenschwingungslastfälle.....	94
Abbildung 7-2:	Exzentrizitäten für Eigenschwingungslastfälle.....	94
Abbildung 7-3:	Lastbilder für LF 1 + 2 Biegeeigenfrequenz und LF 1 + 2 Torsionseigenfrequenz ...	95
Abbildung 7-4:	Campbell-Diagramm für Biegeeigenfrequenzen der gegebenen Anlage Vensys 120	97
Abbildung 8-1:	Konzept Eckstiel-Stoß	99
Abbildung 8-2:	Schematische Darstellung des Stahladapters	99
Abbildung 8-3:	Untersuchte Anordnung der Verbindungsmittel im Eckstielstoß	101
Abbildung 8-4:	Verteilung der Normalkräfte auf die Verbindungsmittel [kN]	104
Abbildung 8-5:	Verteilung des Biegemoments M_y auf die Verbindungsmittel [kN].....	105
Abbildung 8-6:	Verteilung des Biegemoments M_z auf die Verbindungsmittel [kN].....	105
Abbildung 9-1:	Anstieg der Kosten mit der Turmhöhe [4].....	108
Abbildung 9-2:	Anstieg d. Baumasse mit der Turmhöhe [4]	108
Abbildung 9-3:	Grenzschicht der Turbulenz.....	108

A-3 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 3-1:	Ermüdungsbeiwerte k_{fat} nach [40].....	27
--------------	--	----

Tabelle 3-2:	Grenzwerte für κ nach EN 1995-2 [42]	28
Tabelle 3-3:	Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung (vgl. [42])	29
Tabelle 3-4:	Materialdämpfungszahlen, (entnommen aus [49])	34
Tabelle 3-5:	Überblick über Normen und Richtlinien	39
Tabelle 5-1:	Windzonen nach DIN EN 1991-1-4; NA.A.1 [57]	46
Tabelle 5-2:	Windklassen nach DIN EN 61400 – Tabelle 1	47
Tabelle 5-3:	Zuordnung der Windbedingungen zu Bemessungssituationen [4]	49
Tabelle 5-4:	Abminderungsfaktoren für Montagewindlasten	61
Tabelle 5-5:	Teilsicherheitsfaktoren nach [52]	64
Tabelle 6-1:	Turmdurchmesser in ausgewählten Schnitthöhen (Achismaße Holz-QS bzw. Außenmaße Stahl-QS))	82
Tabelle 6-2:	Modelle der Parameterstudie	82
Tabelle 6-3:	Zuordnung der Lastfälle zu Teilsicherheitsbeiwerte	84
Tabelle 7-1:	Parameterstudie: Schnittkräfte (max. /min.) der Eckstiele bei gelenkiger Ausfachung	91
Tabelle 7-2:	Parameterstudie: Schnittkräfte (max. /min.) der Eckstiele bei starrer Ausfachung	91
Tabelle 7-3:	Parameterstudie: Bauteilbelastungen bei gelenkiger Ausfachung	92
Tabelle 7-4:	Parameterstudie: Bauteilbelastungen bei starrer Ausfachung	92
Tabelle 7-5:	Parameterstudie: Verformungen bei gelenkiger Ausfachung unter ULS-Lasten	93
Tabelle 7-6:	Parameterstudie: Verformungen bei starrer Ausfachung unter ULS-Lasten	93
Tabelle 7-7:	Parameterstudie: Eigenfrequenzen bei gelenkiger Ausfachung	95
Tabelle 7-8:	Parameterstudie: Eigenfrequenzen bei starrer Ausfachung	96
Tabelle 8-1:	Parameterstudie: Verbindungsschnittkräfte bei gelenkiger Ausfachung	99
Tabelle 8-2:	Parameterstudie: Verbindungsschnittkräfte bei starrer Ausfachung	100
Tabelle 8-3:	Berechnung I_y der Verbindungsmittel	103
Tabelle 8-4:	Berechnung I_z der Verbindungsmittel	104
Tabelle 10-1:	Auslegungslastfälle lt. EN 16400-1[64]	XXXVII
Tabelle 10-2:	Zusätzliche Lastfälle nach [52]	XXXVIII
Tabelle 10-3:	Lastfälle für den Nachweis der Ermüdungssicherheit nach [52]	XXXIX
Tabelle 10-4:	Aufbau des gewählten BSP-Querschnitts (Hasslacher 5-s; $t_{CLT}=200\text{mm}$)	XXXIX
Tabelle 10-5:	Materialparameter	XL

ANHANG B PARAMETRISCHE PROGRAMMIERUNG

B-1 PROGRAMMABLAUFPLÄNE TURM GRASSHOPPER

Nachfolgend wird das Grasshopper-Skript zur Geometriegenerierung des Turmmodells in Form von Programmablaufplänen dargestellt. Diese sind wie folgt aufgebaut:

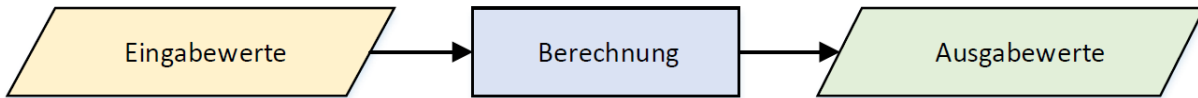


Abb. Anhang B-1: Aufbau Programmablaufpläne

Jede Operation wurde zur besseren Zuordnung mit einer Nummer versehen, anhand welcher die jeweiligen Berechnungsschritte erklärt werden. Im Screenshot dargestellte Komponenten zur Transformation von Datenströmen (Matrizen, Listen, etc.) werden zur übersichtlichen Darstellung nicht extra beschrieben. Bei öfters ausgeführten Operationen wurde auf eine Beschreibung der einzelnen Nummern verzichtet, sondern die Operation nur allgemein erklärt.

Die Verknüpfung der einzelnen Module zum gesamten Programmskript wird in Anhang B-2 übersichtsmäßig dargestellt.

MODUL 0: EINGABE

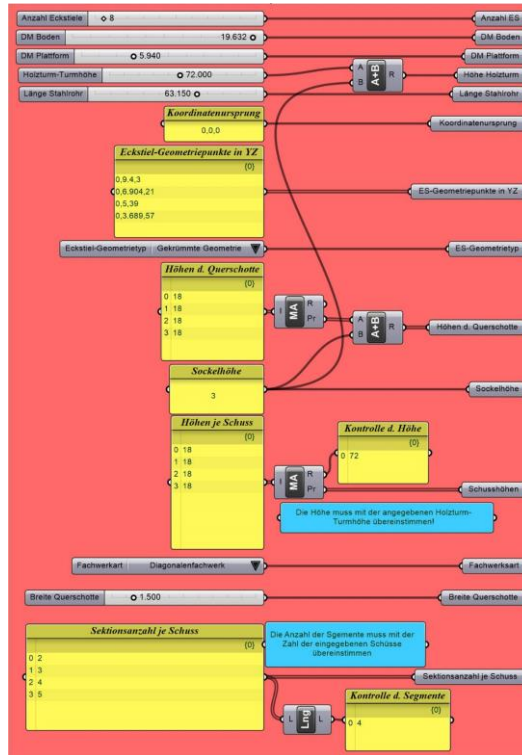


Abb. Anhang B-2: Modul 0

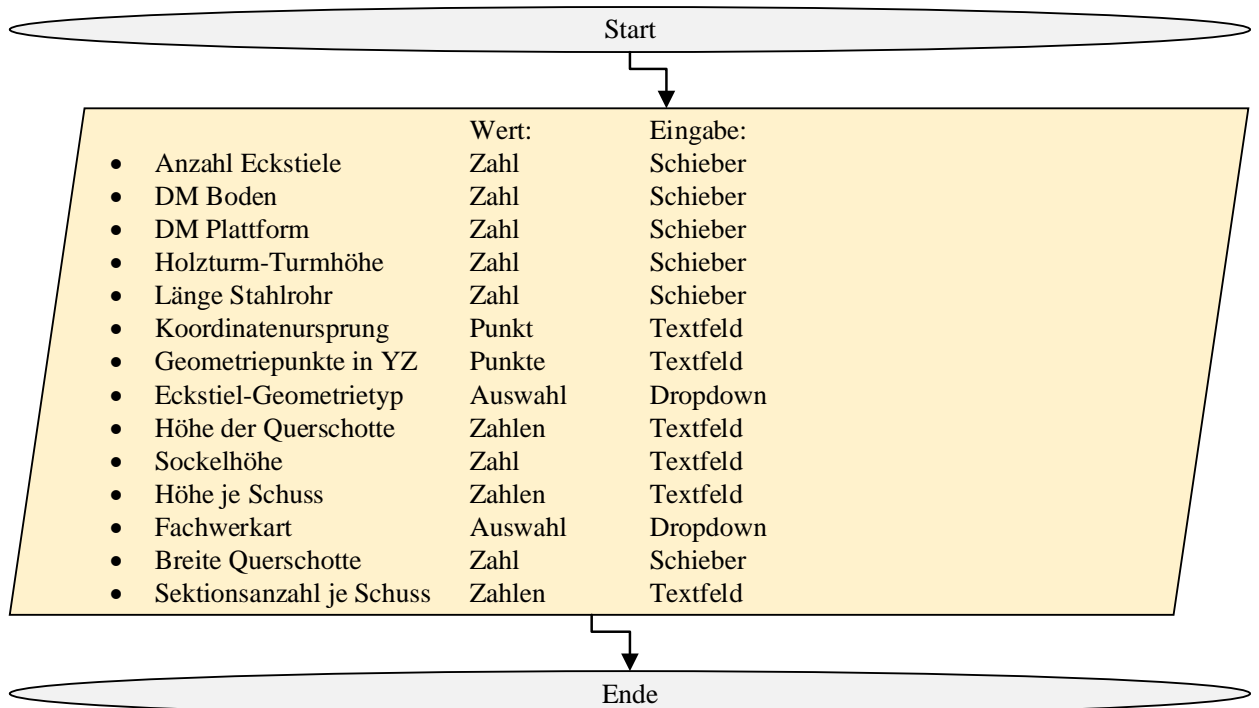


Abb. Anhang B-3: Programmablauf Modul 0

MODUL 1: ALLGEMEINE GEOMETRIE

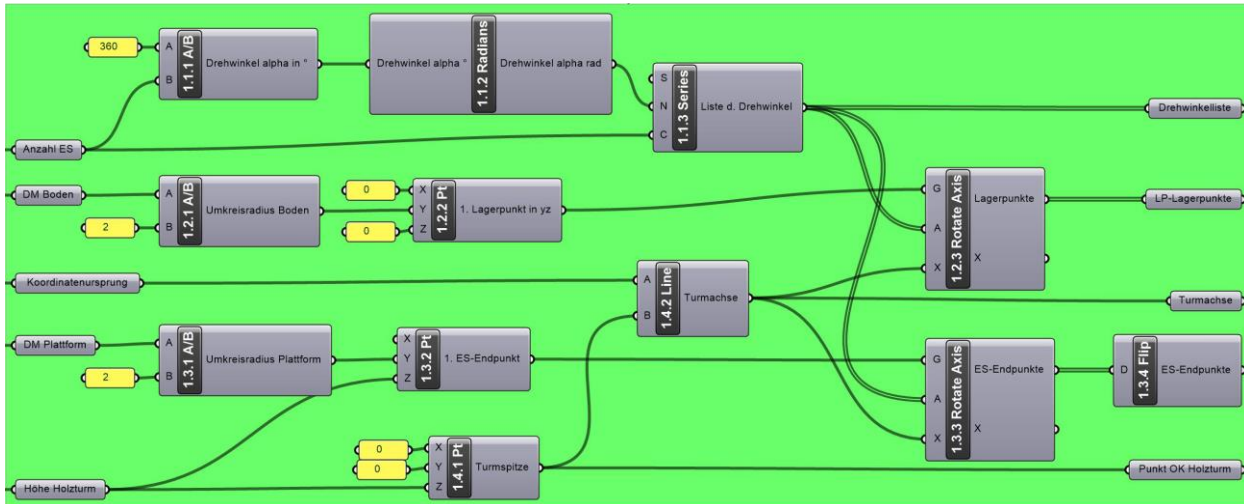


Abb. Anhang B-4: Modul 1

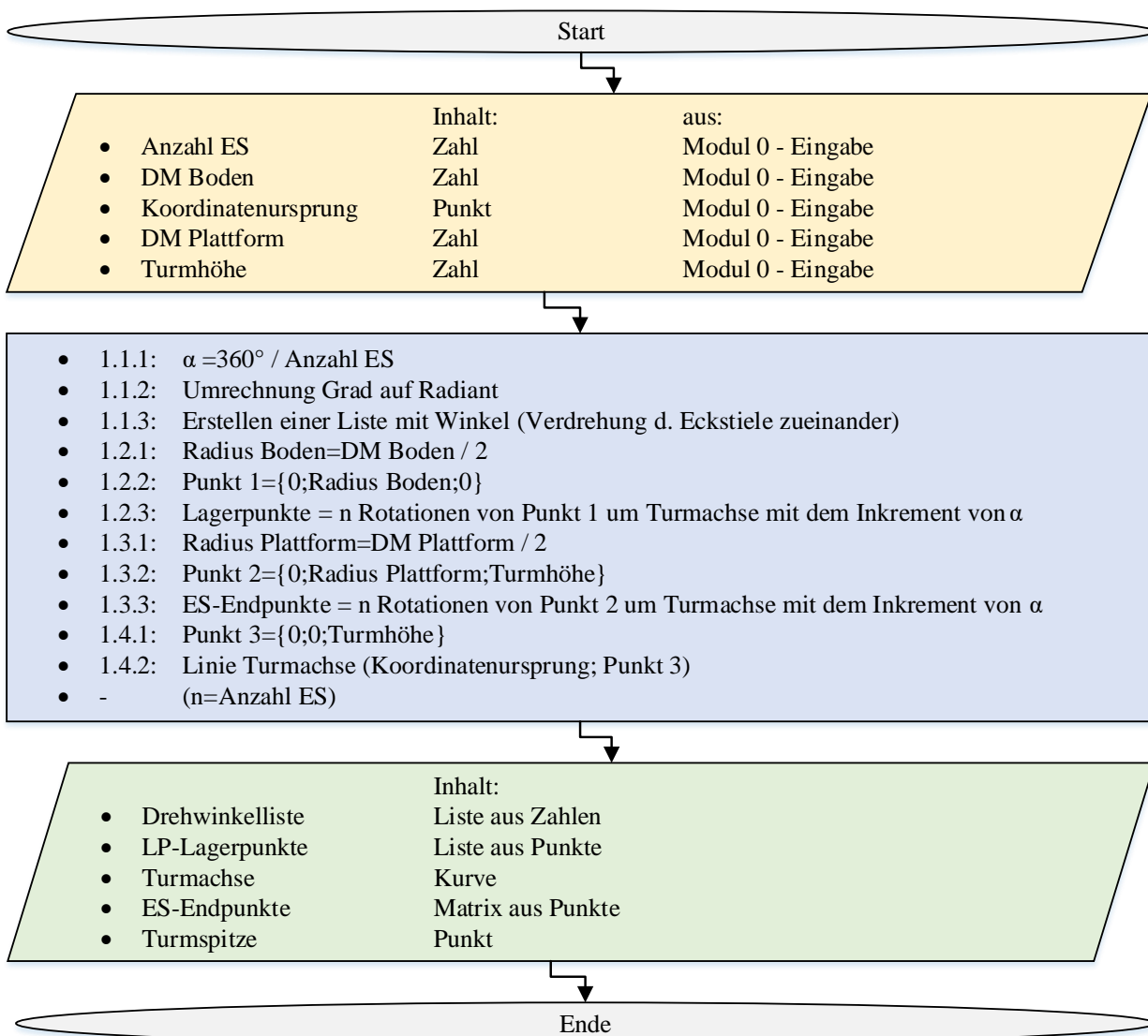


Abb. Anhang B-5: Programmablauf Modul

MODUL 2: ECKSTIELACHSEN

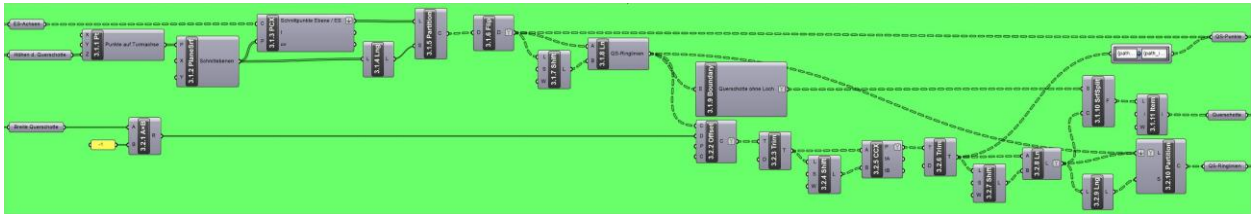


Abb. Anhang B-6: Modul 2

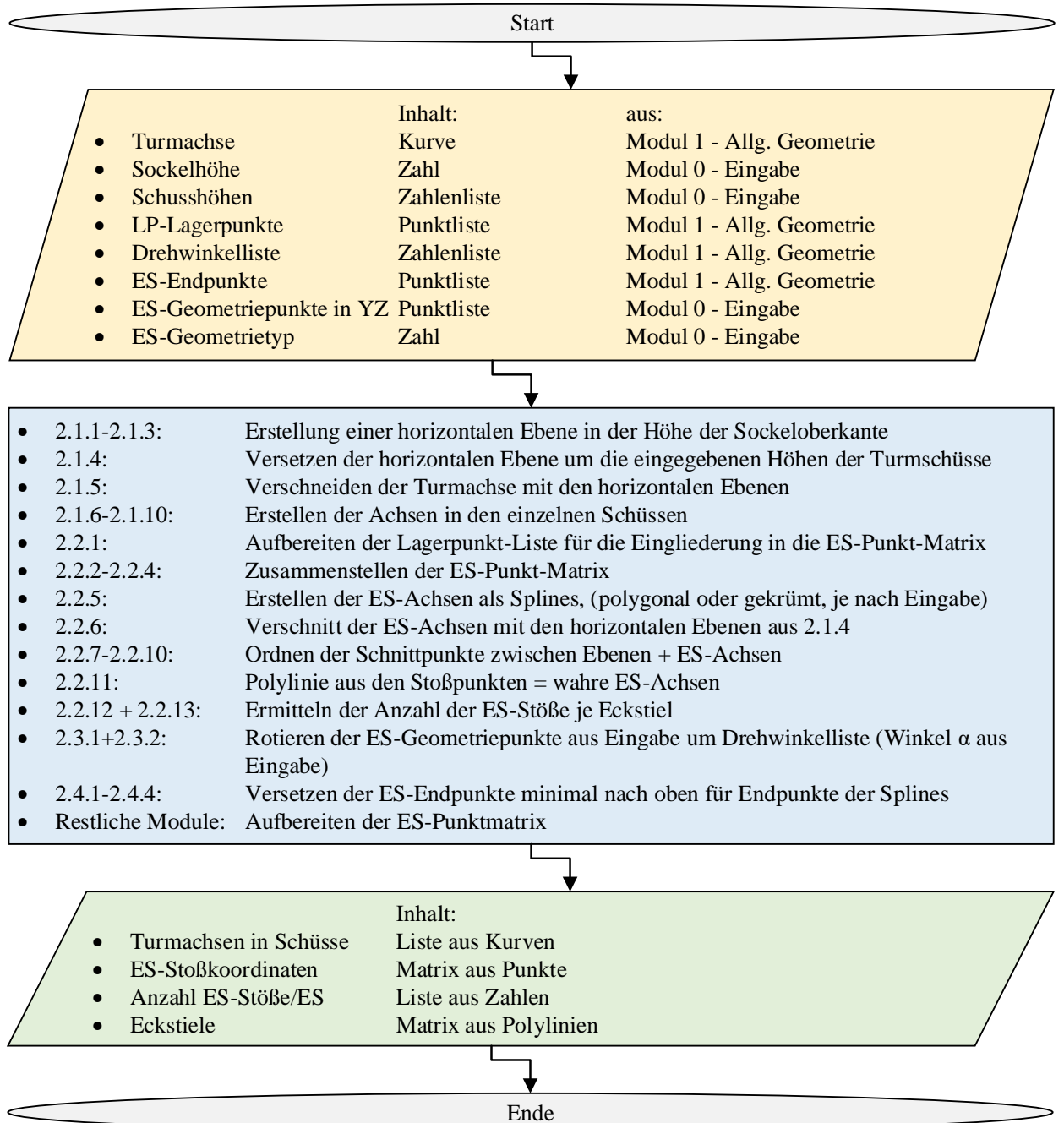


Abb. Anhang B-7: Programmablauf Modul 2

MODUL 3: QUERSCHOTTE

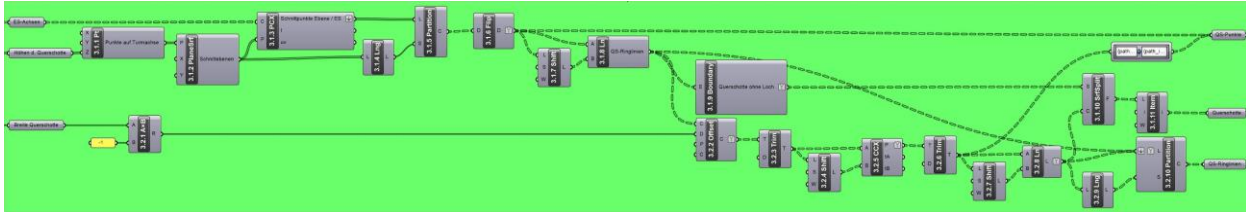


Abb. Anhang B-8: Modul 3

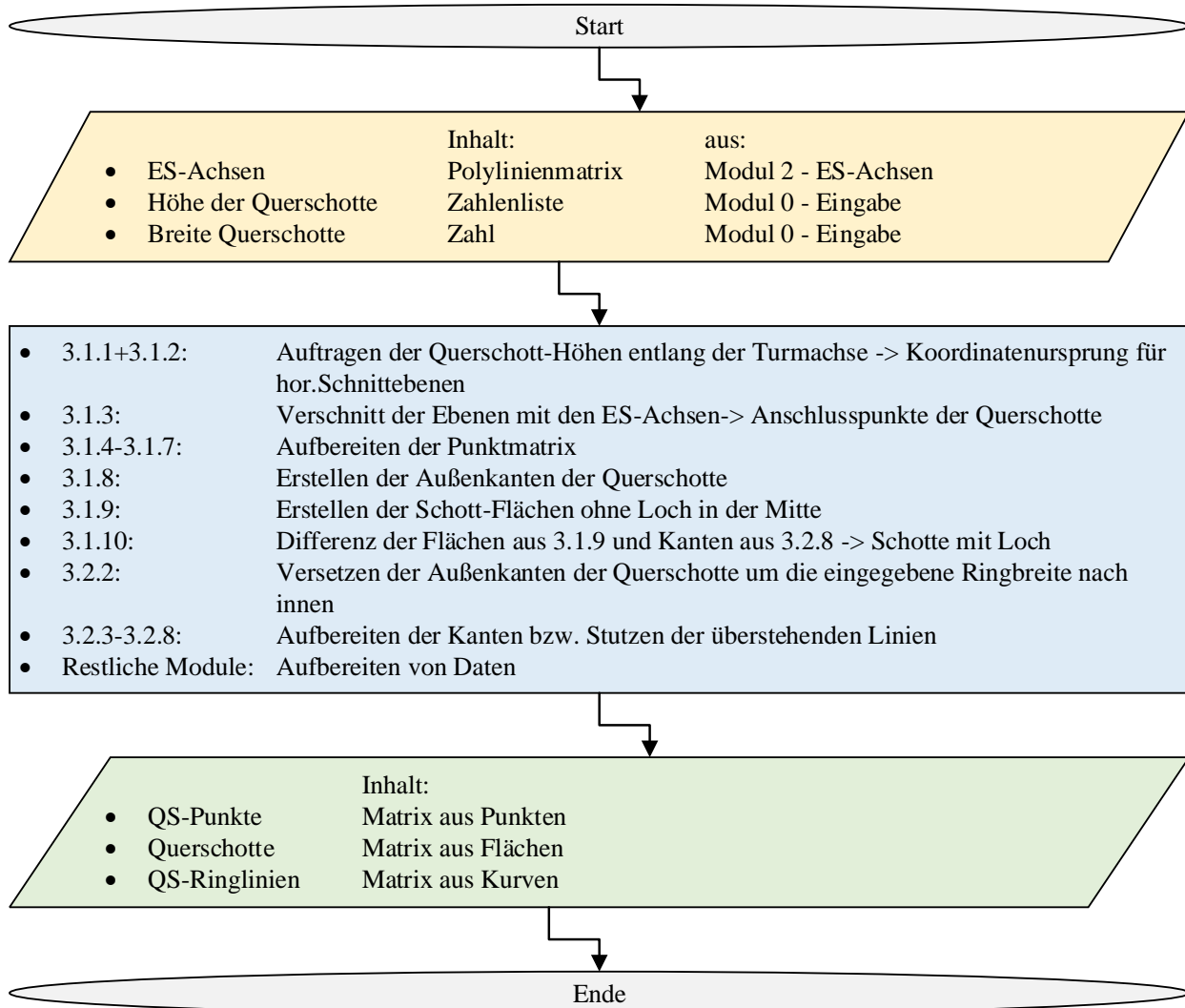


Abb. Anhang B-9: Programmablauf Modul 3

MODUL 4: SOCKEL

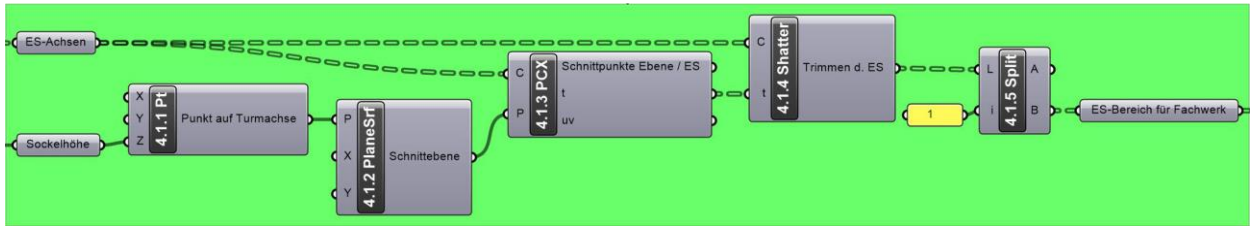


Abb. Anhang B-10: Modul 4

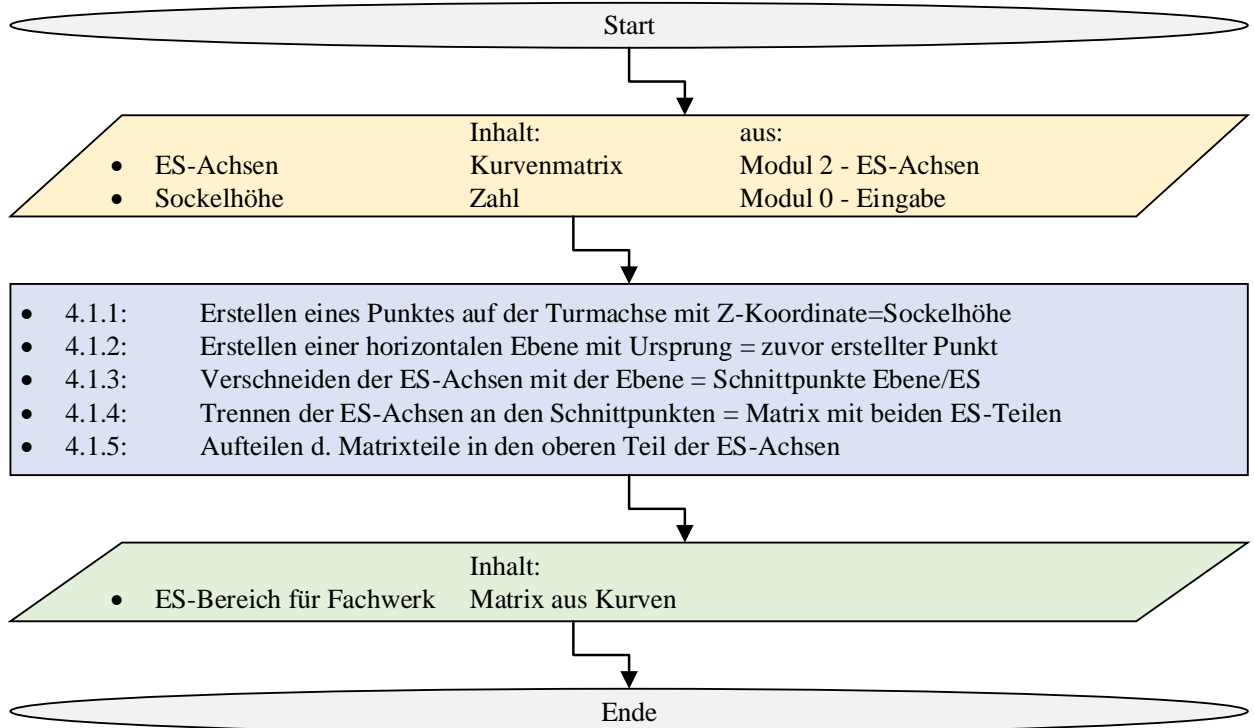


Abb. Anhang B-11: Programmablauf Modul 4

MODUL 5: TURMHÜLLE

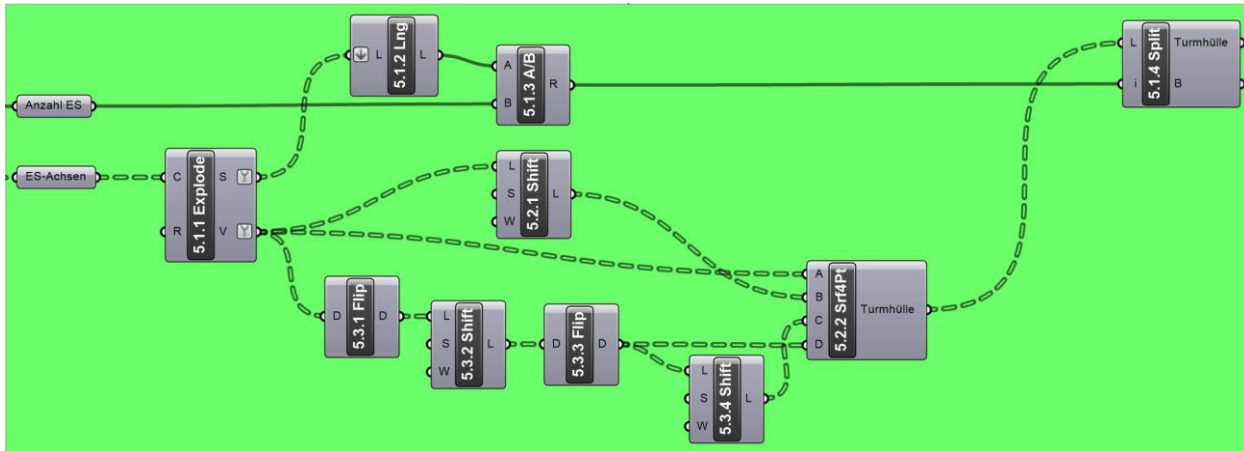


Abb. Anhang B-12: Modul 5

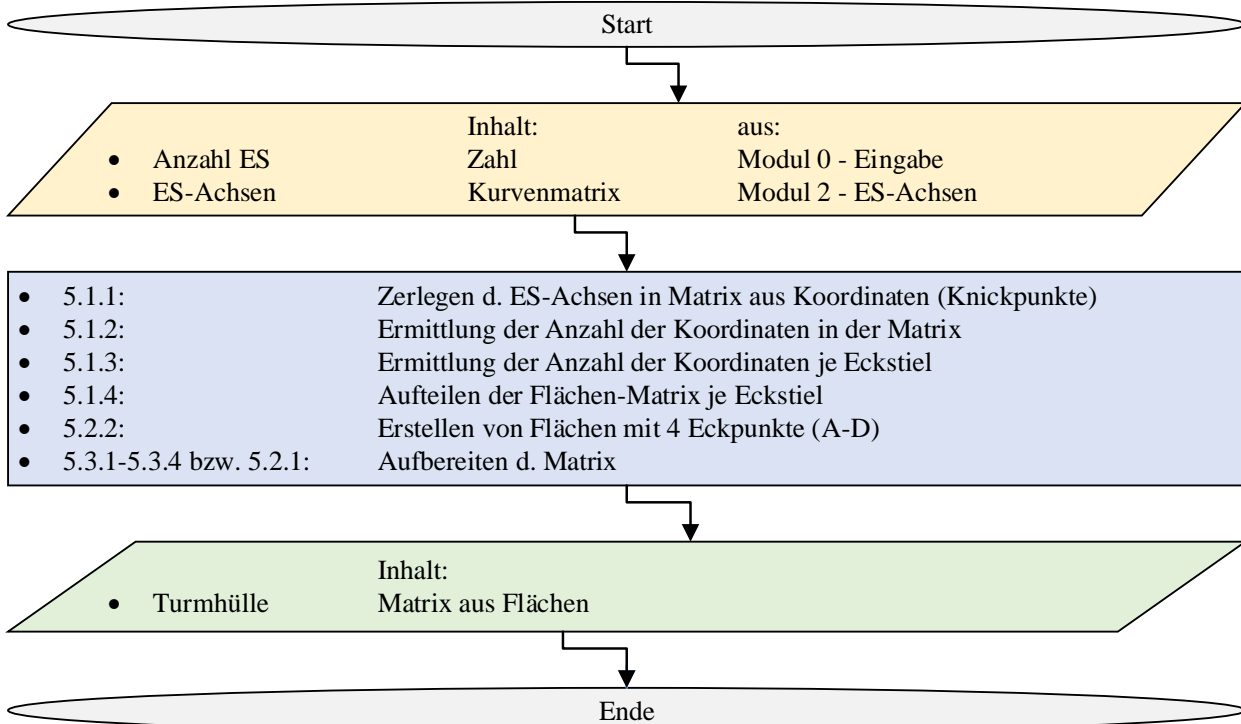


Abb. Anhang B-13: Programmablauf Modul 5

MODUL 6: FACHWERKHÖHEN

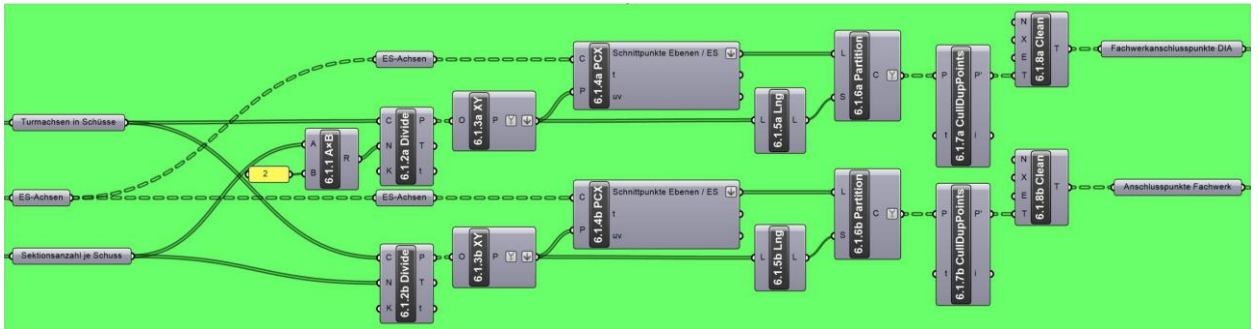


Abb. Anhang B-14: Modul 6

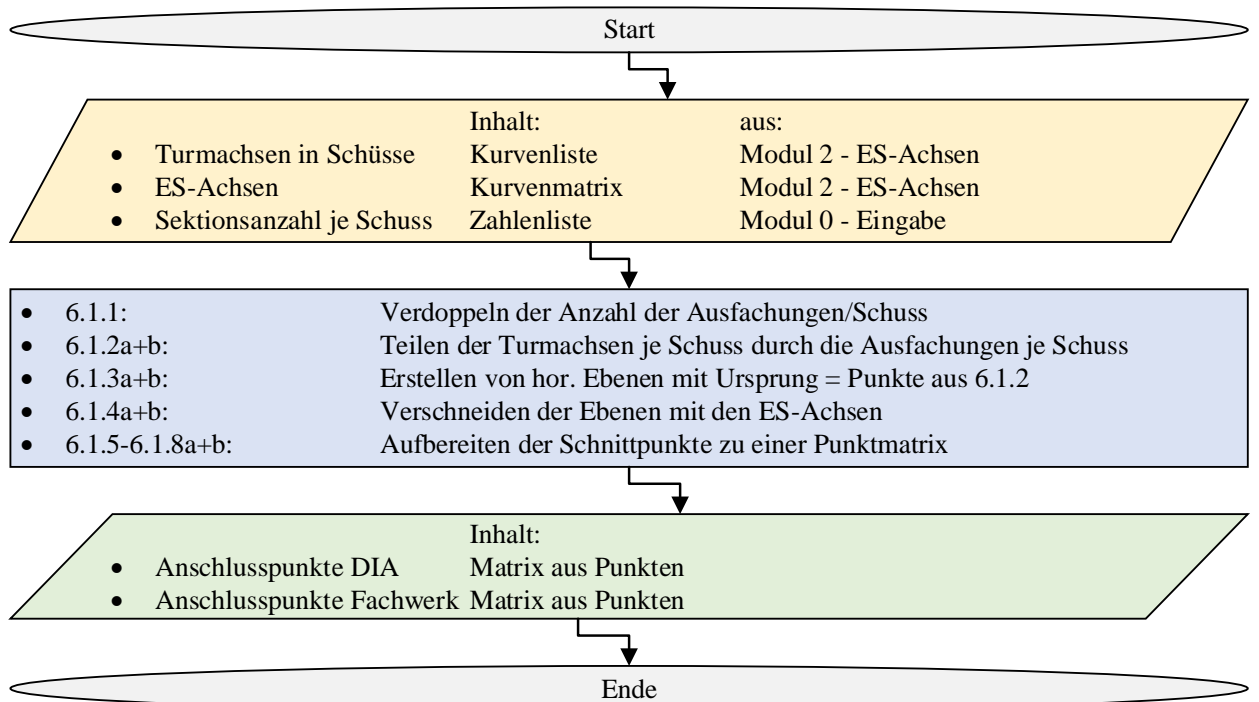


Abb. Anhang B-15: Programmablauf Modul 6

MODUL 7: SONST. GEOMETRIE

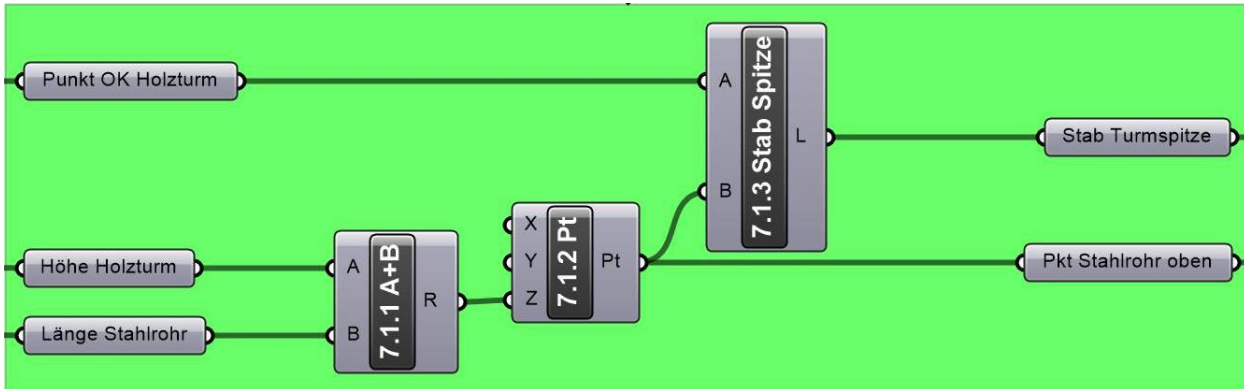


Abb. Anhang B-16: Modul 7

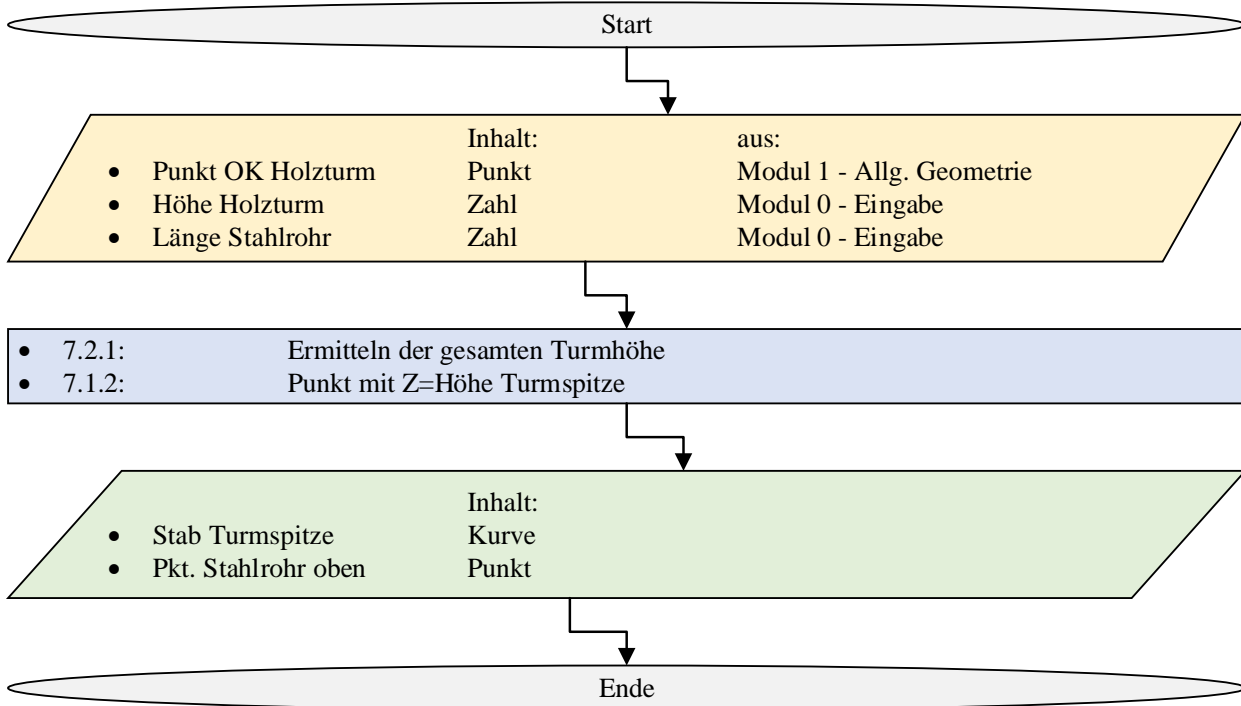


Abb. Anhang B-17: Programmablauf Modul 7

MODUL 8: RFW-MITTELPUNKTE

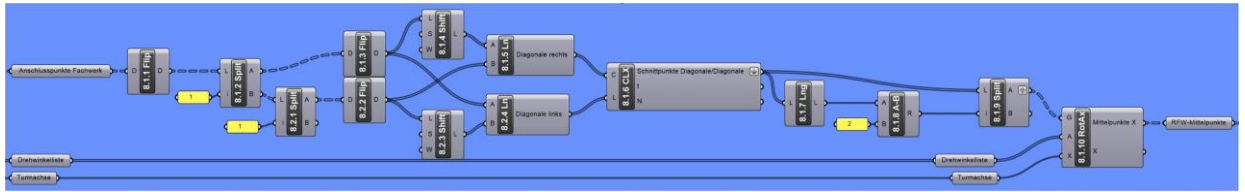


Abb. Anhang B-18: Modul 8

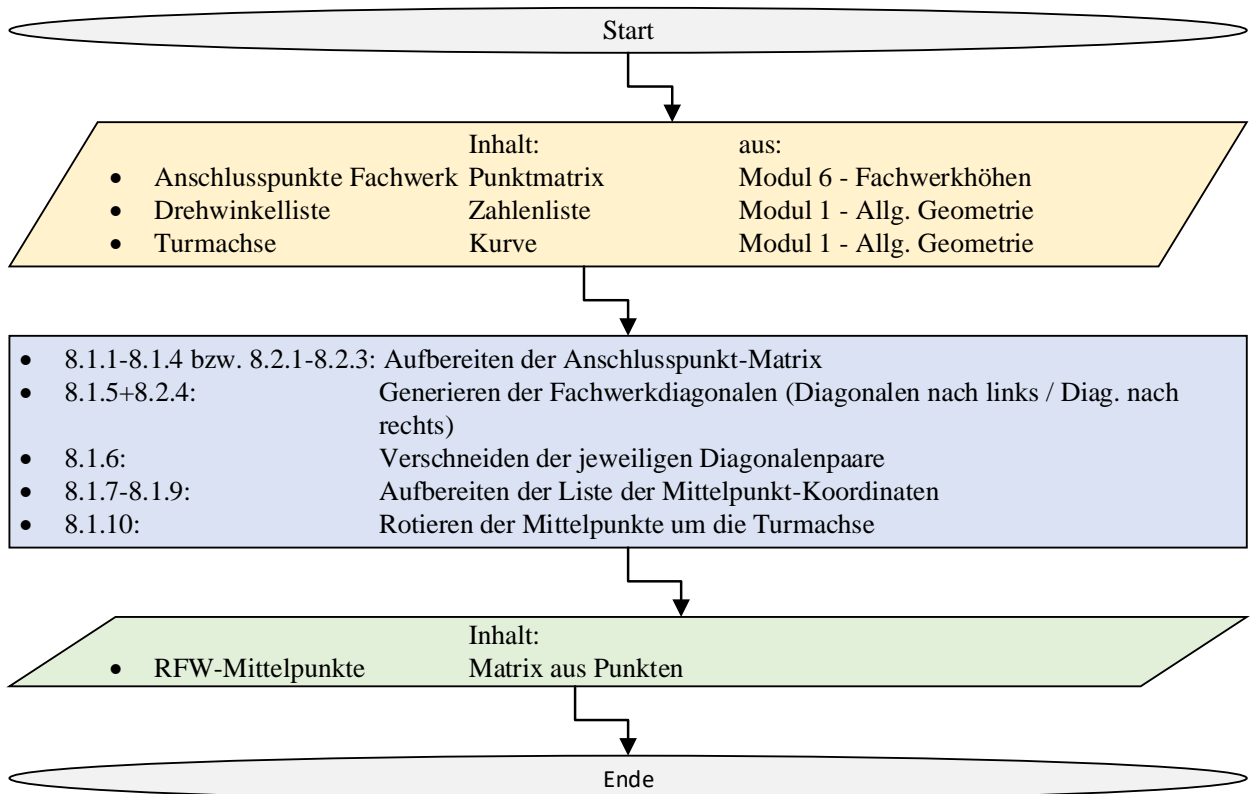


Abb. Anhang B-19: Programmablauf Modul 8

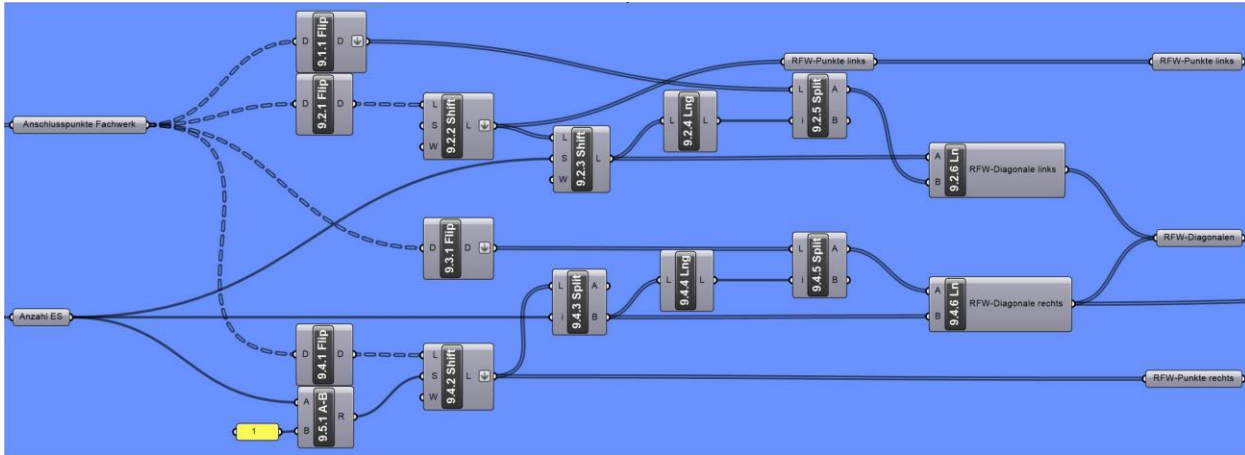
MODUL 9: RFW


Abb. Anhang B-20: Modul 9

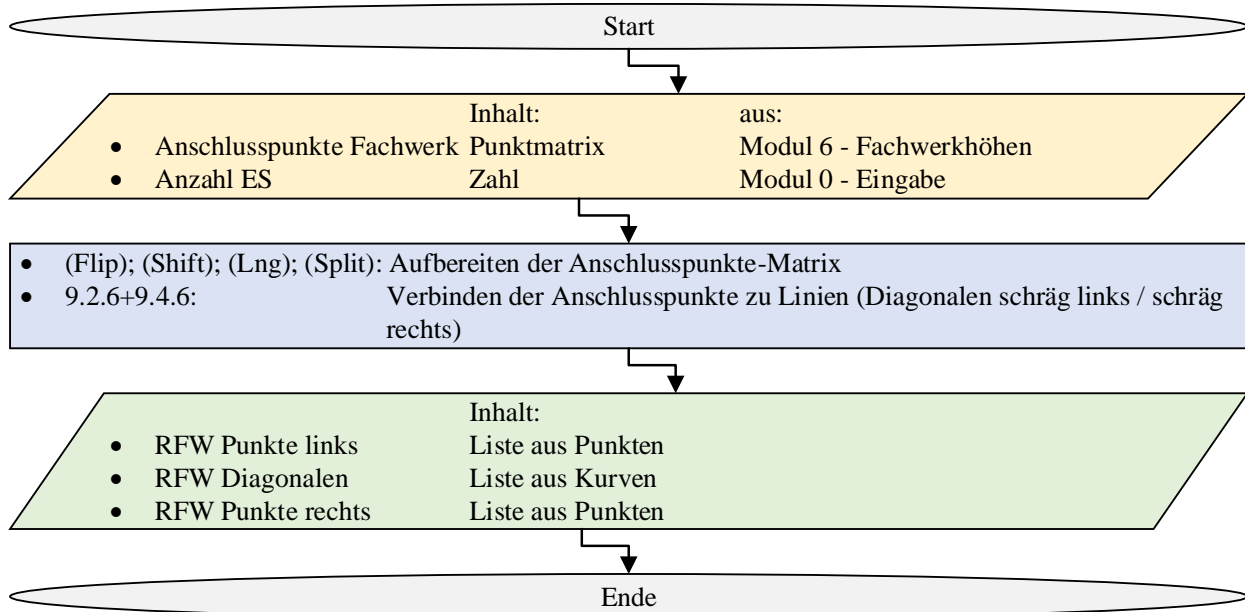


Abb. Anhang B-21: Programmablauf Modul 9

MODUL 10: SFW

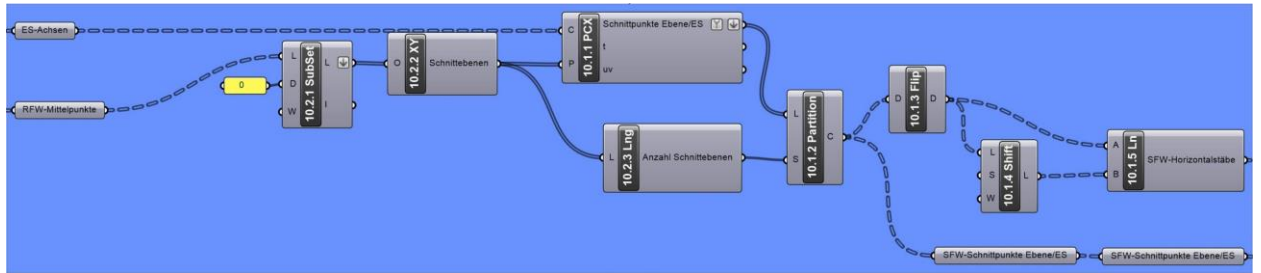


Abb. Anhang B-22: Modul 10

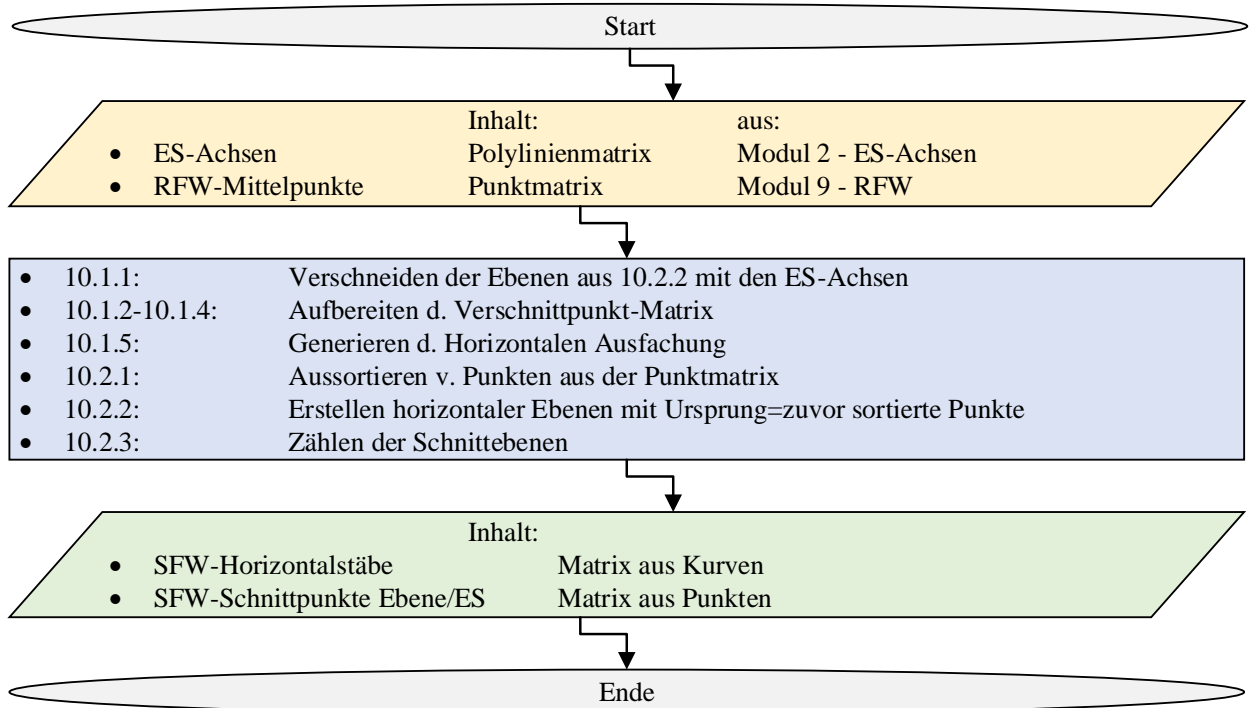


Abb. Anhang B-23: Programmablauf Modul 10

MODUL 11: KFW

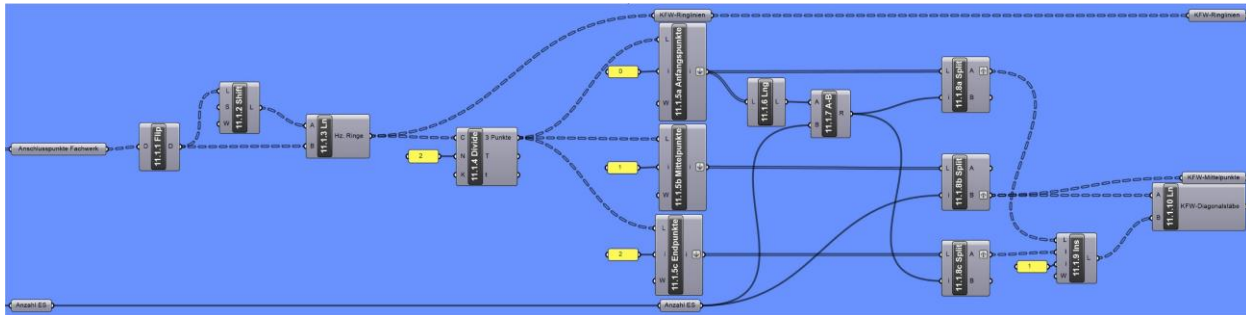


Abb. Anhang B-24: Modul 11

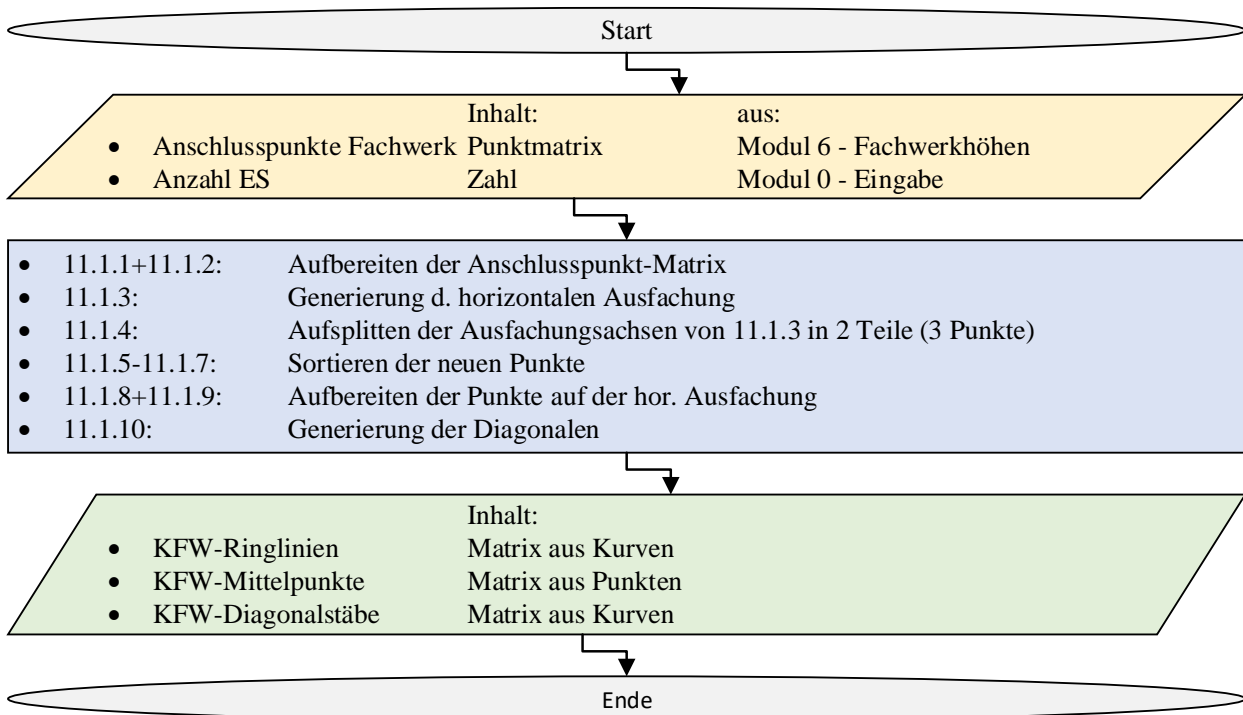


Abb. Anhang B-25: Programmablauf Modul 11

MODUL 12: DIA

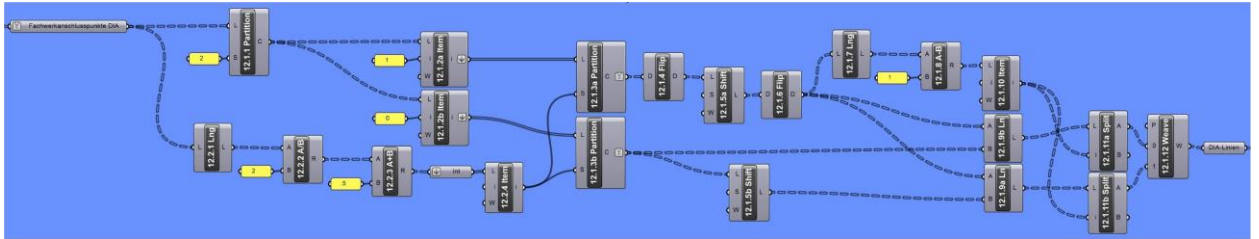


Abb. Anhang B-26: Modul 12

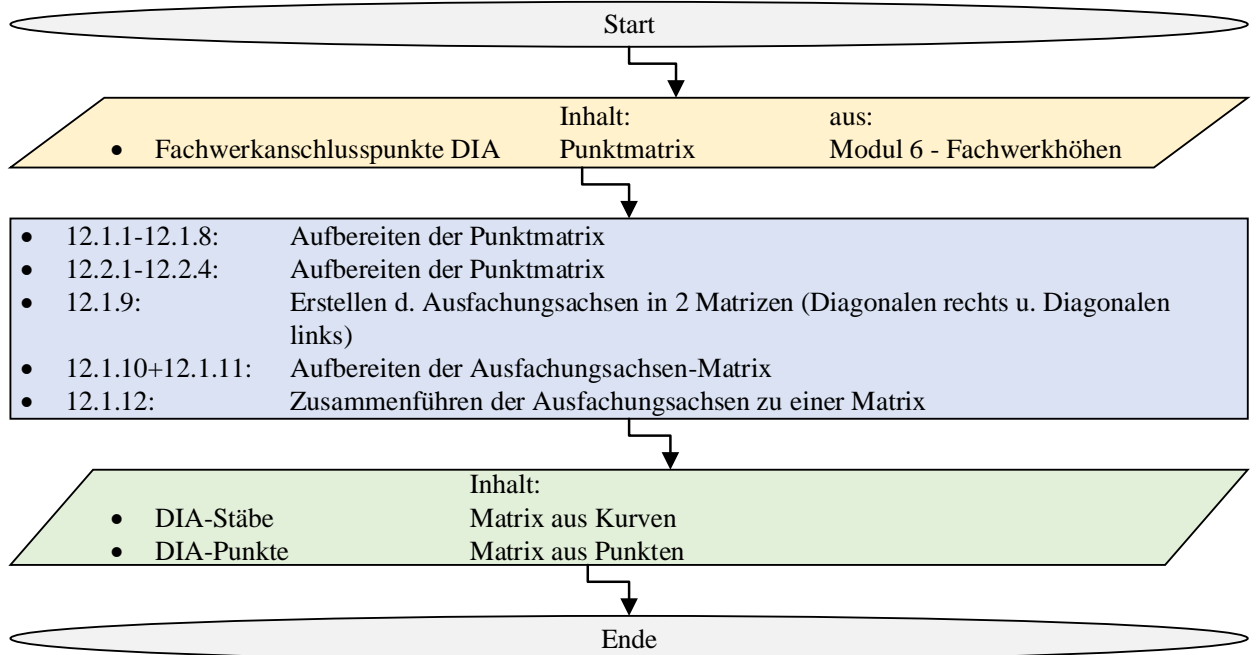


Abb. Anhang B-27: Programmablauf Modul 12

MODUL 13: ORIENTIERUNGSPUNKTE

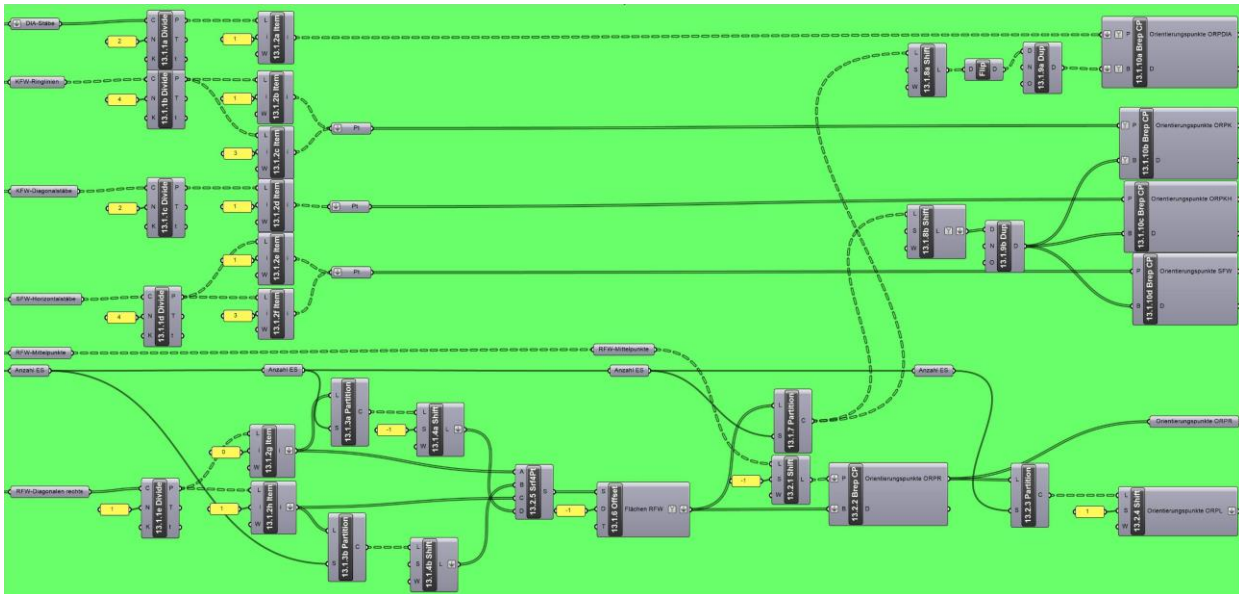


Abb. Anhang B-28: Modul 13

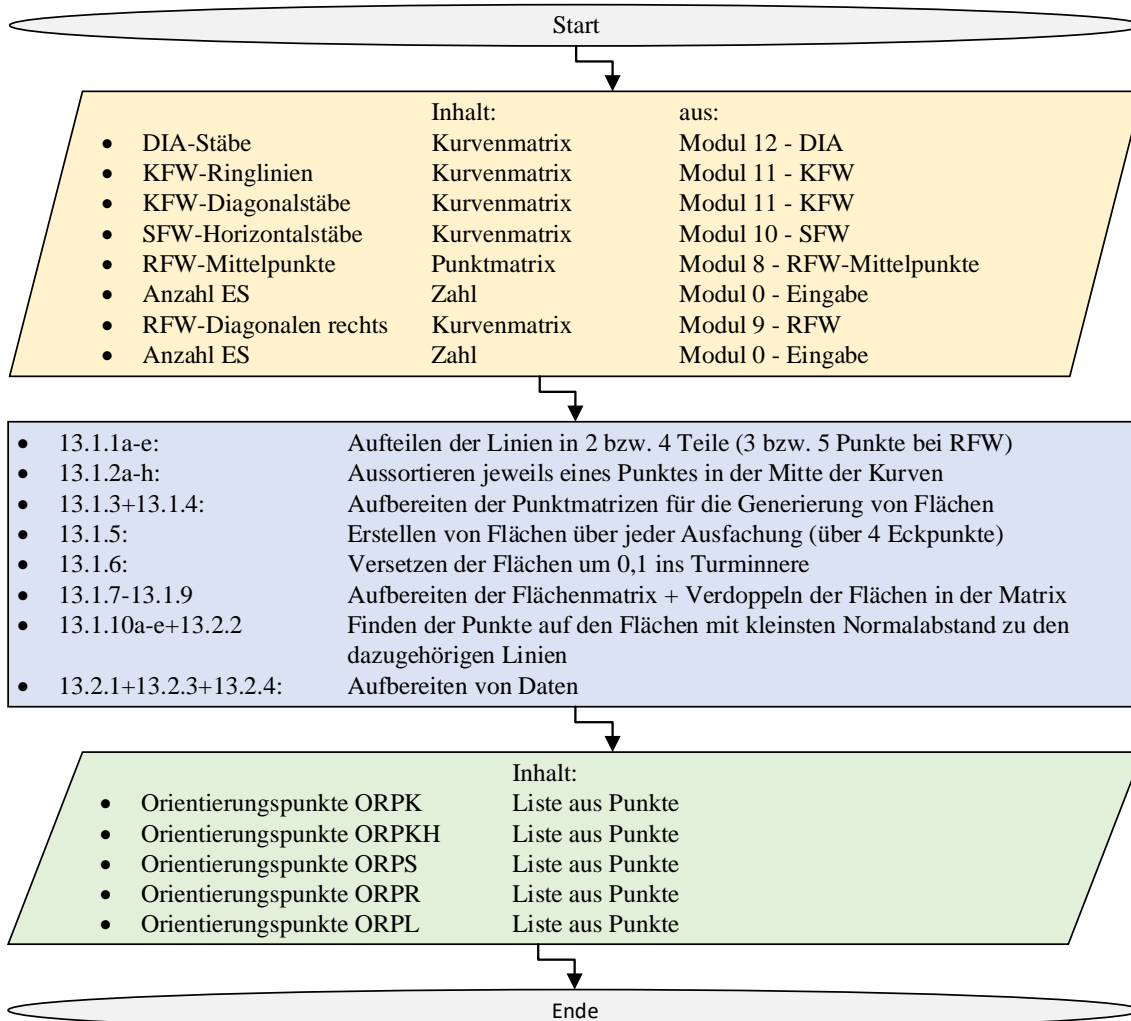


Abb. Anhang B-29: Programmablauf Modul 13

MODUL 14: MODELLDATEN

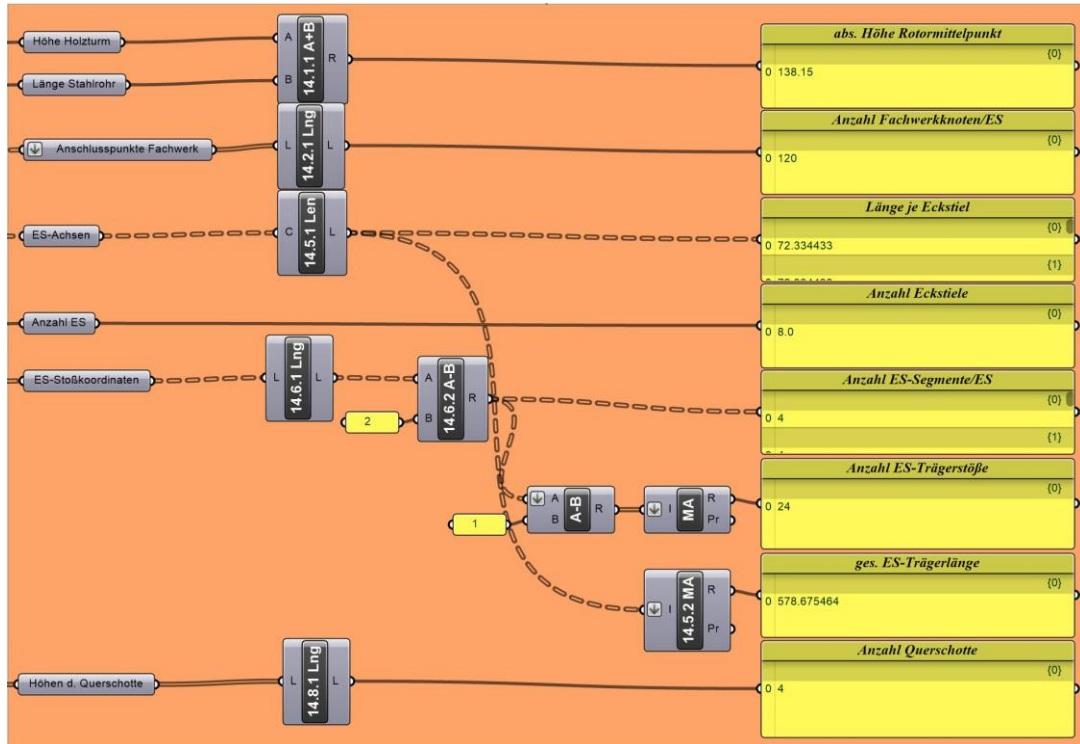


Abb. Anhang B-30: Modul 14

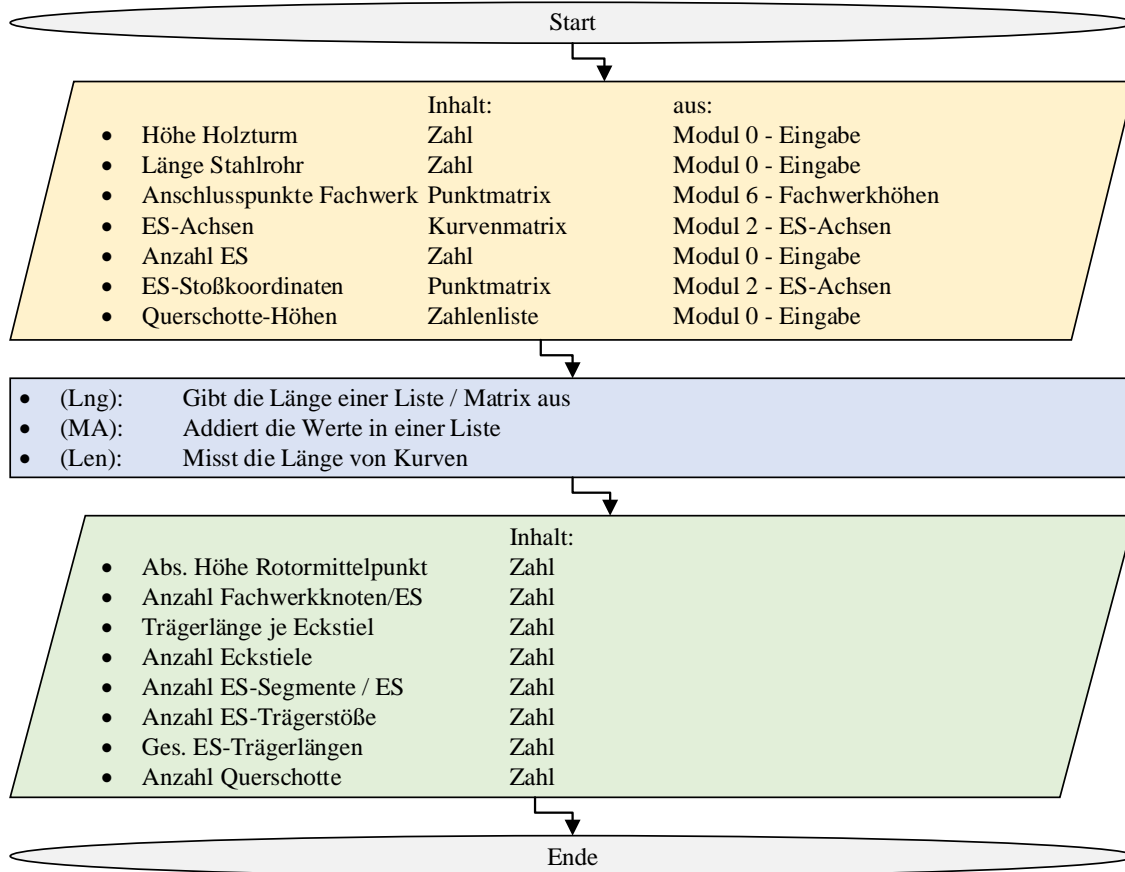


Abb. Anhang B-31: Programmablauf Modul 14

MODUL 15: BAKE OBJECTS

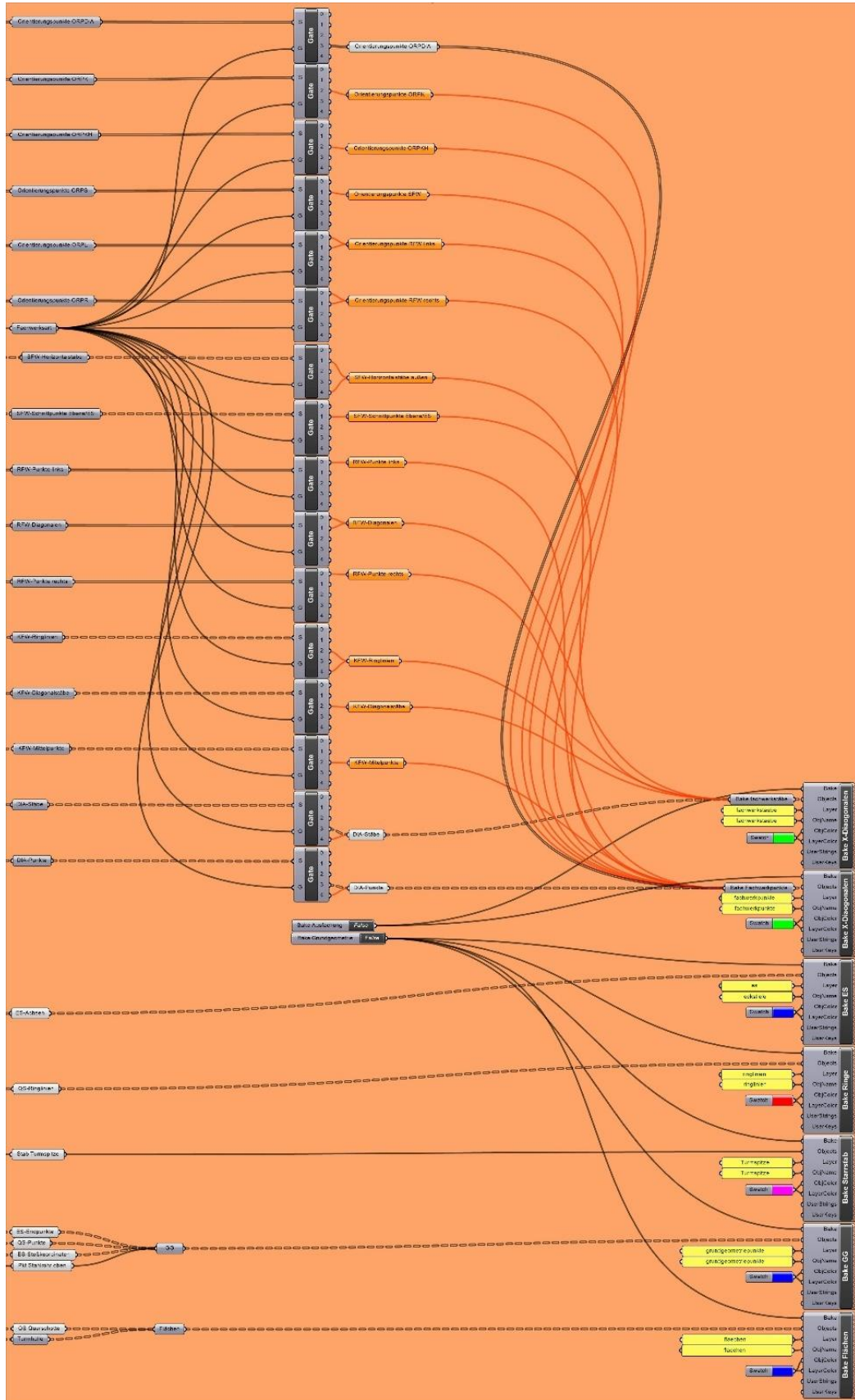


Abb. Anhang B-32: Modul 15

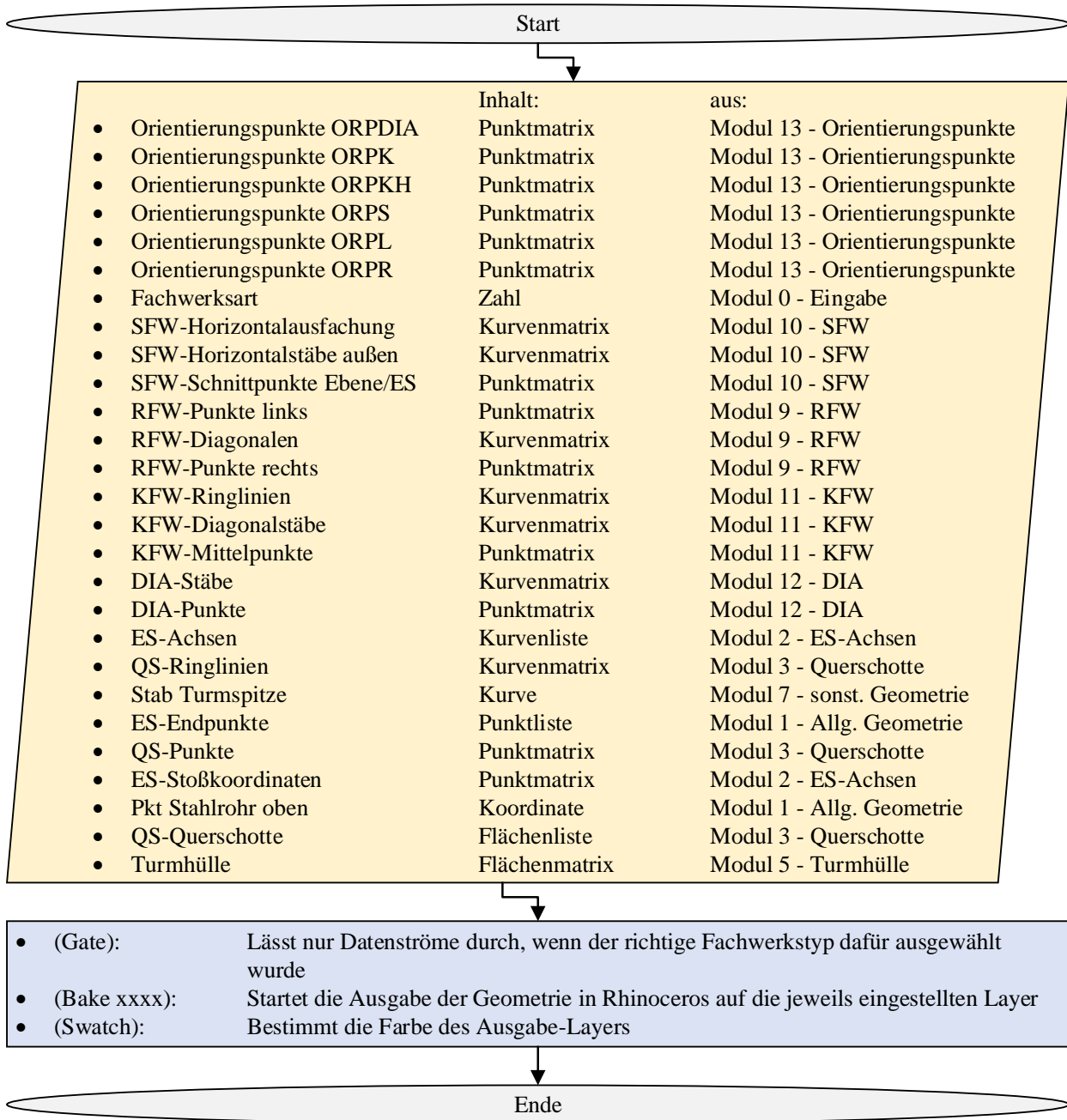


Abb. Anhang B-33: Programmablauf Modul 15

MODUL 16: EXCEL-EXPORT

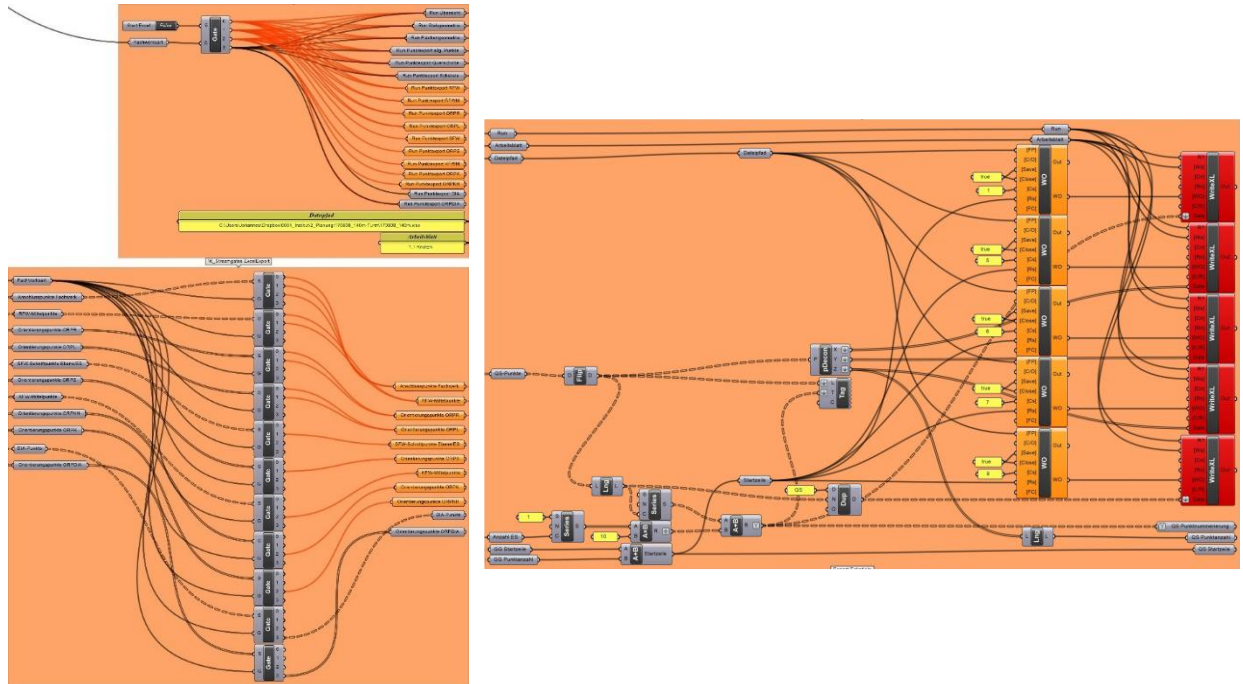


Abb. Anhang B-34: Modul 16 – Steuerung Exportmodule

Abb. Anhang B-35: Modul 16 - Beispiel Exportmodul

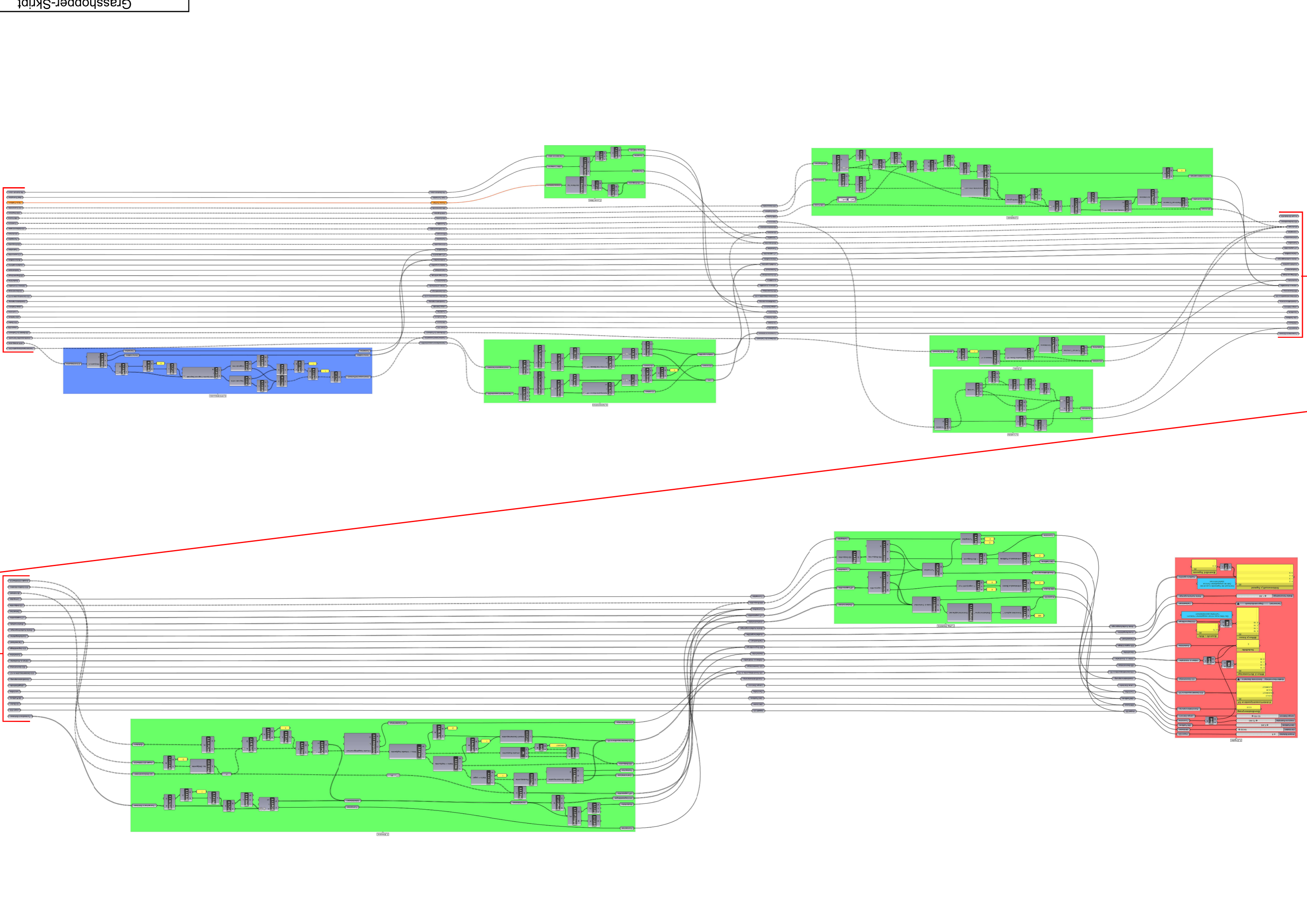
Da in diesem Programmteil lediglich alle Geometriedaten zusammengefasst und in Listen für MS - Excel aufbereitet bzw. exportiert werden, wurde auf eine detailliertere Erläuterung des Programmcodes verzichtet. Das Modul besteht aus drei Teilen (siehe Abb. Anhang B-34 und Abb. Anhang B-35):

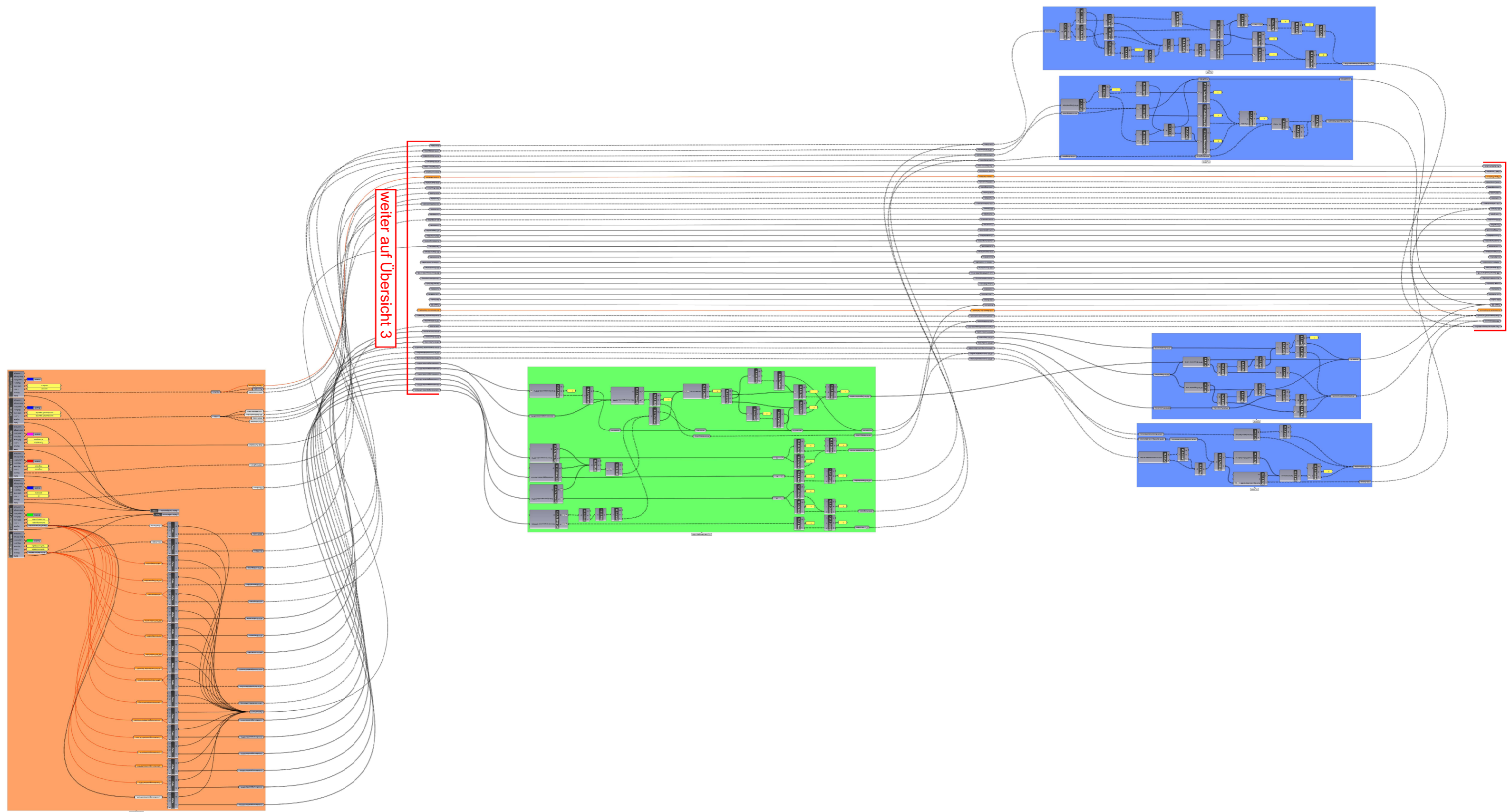
- Im ersten Teil des Moduls wird der Dateipfad und das Tabellenblatt definiert, auf welches die Daten exportiert werden sollten. Außerdem lässt sich der Exportvorgang von hier aus starten. (siehe Abb. Anhang B-34 oben).
- Der zweite Teil des Moduls filtert die Daten, welche für die jeweils eingestellte Turmgeometrie benötigt werden. Daten aus Module mit anderen als der gewählten Ausfuehrung werden vor dem Export blockiert.
- Im dritten Teil des Exportmoduls findet der Export selbst statt (siehe Abb. Anhang B-35). Hier werden alle Geometriepunkte in x-, y- und z-Koordinate zerlegt und jeder Zahl ein Platz auf der Excel-Tabelle zugewiesen und exportiert. Für jede Art von Punkt (Geometrie Eckstiel; Orientierungspunkte, etc.) gibt es ein eigenes Exportmodul. (Abb. Anhang B-35 stellt beispielhaft dafür jenes der Geometriepunkte der Querschotte dar.

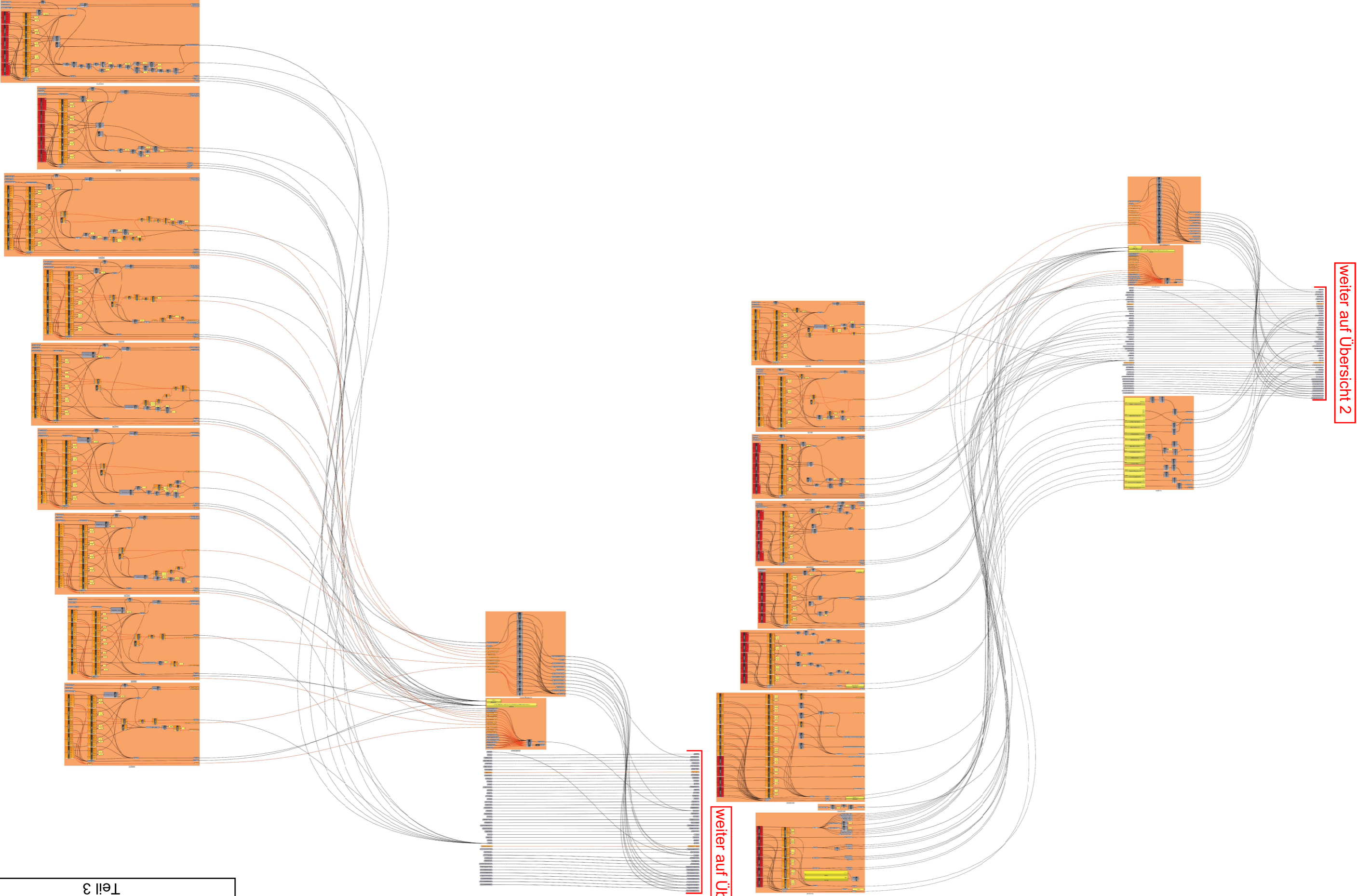
Alle im Modell benötigten Geometriepunkte werden in Koordinaten aufgelöst, welche danach in Listen zusammengefasst und in eine mittels Dateipfad vordefinierte Exceldatei exportiert. Vor dem Export werden die Punkte systematisch nummeriert bzw. mit Kürzel versehen. Diese Zusatzinformationen erleichtern das Identifizieren einzelner Punktkoordinaten in Excel sowie RFEM.

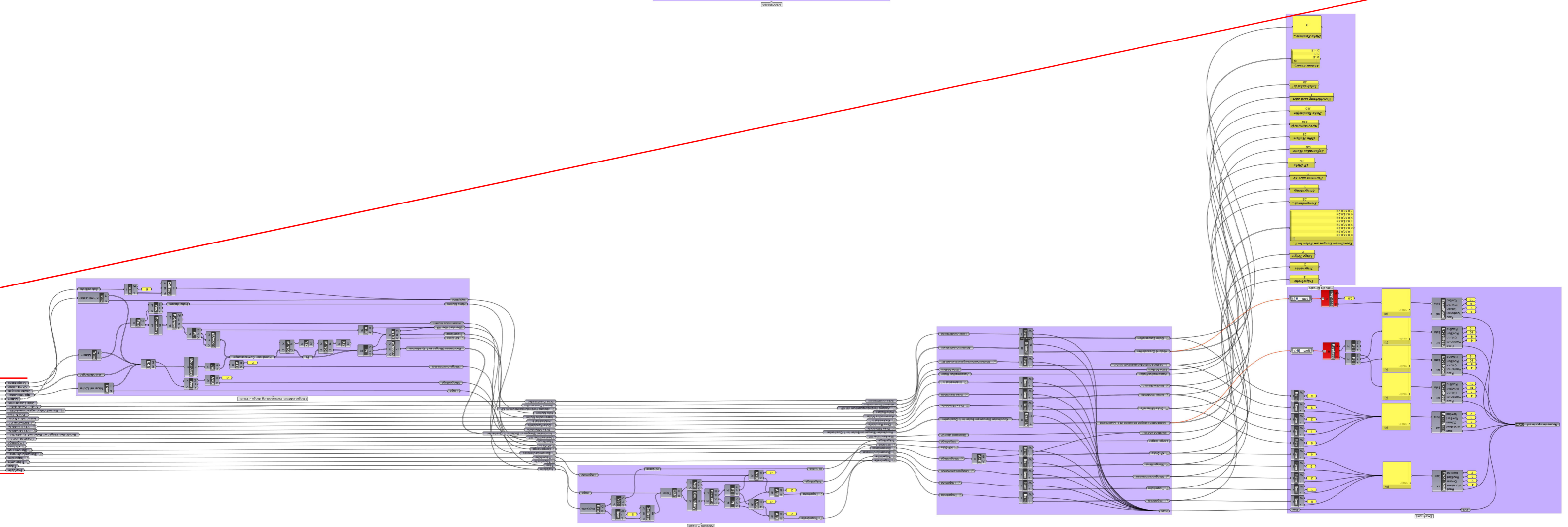
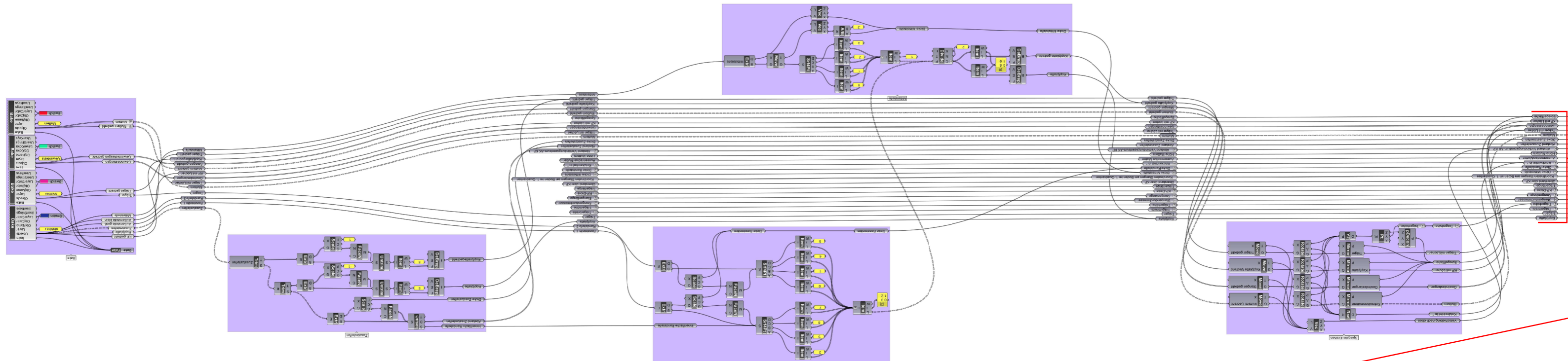
Zusätzlich werden in das Tabellenblatt „Übersicht“ Modellinformationen, welche in Modul 14 (Modelldaten) generiert werden, exportiert.

Eine gesamte Übersicht über das Modul 16 wird in Anhang B-2 gegeben.









ANHANG C BERECHNUNGEN

C-1 ÜBERSICHT DESIGN LOAD CASES

Tabelle 10-1: Auslegungslastfälle lt. EN 16400-1[64]

Auslegungszustand	DLC	Windbedingungen	Sonstige Bedingungen	Art der Analyse	Teilsicherheitsbeiwerte
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 $v_{hub} = v_{in};$ $v_r \pm 2 \text{ m/s}$ and v_{out}		U	N
	3.3	EDC $v_{hub} = v_{in};$ $v_r + 2 \text{ m/s}$ und v_{out}		U	N
4. Normale Abschaltung	4.1	NWP $v_{in} < v_{hub} < v_{out}$		F	
	4.2	EOG $v_{hub} = v_r + 2 \text{ m/s}$ and v_{out}		U	N
5. Notabschaltung	5.1	NTM $v_{hub} = v_r + 2 \text{ m/s}$ 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 $v_{hub} < v_{ref}$		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

Ebenfalls ist in der Tabelle aufgelistet, welche Nachweise im jeweiligen Auslegungszustand zu führen sind. (F = Fatigue / Ermüdungsnachweis; U = Ultimate Limit State / Nachweis der Tragfähigkeit).

Zusätzlich zu den Auslegungslastfällen der IEC sind laut der DIBt-Richtlinie noch weitere Lastfälle zu berücksichtigen:

Tabelle 10-2: Zusätzliche Lastfälle nach [52]

Betriebsbedingungen (Bezug auf DIN EN 61400-1)	DLC	Windbedingungen	Sonstige Bedingungen	Gruppe der Einwirkungskombinationen bzw. auszuwertender Lastfälle
Verschiedene Betriebsbedingungen entsprechend der auszuwertenden Lastfälle	D.1	Hinweis: Die angegebenen Lastfälle finden Anwendung für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. $V_{\text{in}} \leq v_{\text{hub}} \leq v_{\text{out}}$	Charakteristischer Wert: Bemessungswert aller ausgewerteten Lastfälle (Auswertung gemäß DIN EN 61400-1)	N und T (ohne Erdbeben)
	D.2		Häufige Einwirkungen: Beanspruchungen mit einer Überschreitenswahrscheinlichkeit von $p=10^{-4}$ (entspricht 17,5 Stunden in 20 Jahren)	Die Auswertung umfasst alle Lastfälle der Tabelle 3
	D.3		Quasi-ständige Einwirkungen: Beanspruchungen mit einer Überschreitenswahrscheinlichkeit von $p = 10^{-2}$ (entspricht 1,750 Stunden in 20 Jahren)	
1. Produktionsbetrieb	D.4	NWP $v_{\text{hub}} = v_r$	Eislasten	F
	D.5	NWP $v_{\text{hub}} = v_r$	Erdbeben	A
5. Notabschaltung	D.6	NWP $v_{\text{hub}} = v_r$	Erdbeben	A
6. Parken (Stillstand oder Leerlauf)	D.7	EWM Wiederkehrperiode 50 Jahre	Gierfehler $\beta = 0^\circ$	N ($\gamma_F = 1,5$)
	D.8	EWM Wiederkehrperiode 50 Jahre	Analog DLC 6.1 gemäß DIN EN 61400-1, jedoch mit Windbedingungen gemäß [52] Abschnitt 7.3.2	N
	D.9	EWM Wiederkehrperiode 50 Jahre	Analog DLC 6.2 gemäß DIN EN 61400-1, jedoch mit Windbedingungen gemäß [52] Abschnitt 7.3.2	A
	D.10	EWM Wiederkehrperiode 1 Jahr	Analog DLC 6.3 gemäß DIN EN 61400-1, jedoch mit Windbedingungen gemäß [52] Abschnitt 7.3.2	N
7. Parken (Stillstand mit Fehler)	D.11	EWM Wiederkehrperiode 1 Jahr	Analog DLC 7.1 gemäß DIN EN 61400-1, jedoch mit Windbedingungen gemäß [52] Abschnitt 7.3.2	A
8. Transport, Wartung, Reparatur	D.12	EWM Wiederkehrperiode 1 Jahr	Analog DLC 8.2 gemäß DIN EN 61400-1, jedoch mit Windbedingungen gemäß [52] Abschnitt 7.3.2	A

Tabelle 10-3: Lastfälle für den Nachweis der Ermüdungssicherheit nach [52]

Betriebsbedingungen (Bezug auf DIN EN 61400-1)	DLC (DIN EN 61400-1:2006)	DLC (DIN EN 61400-1:2004)	Windbedingungen	Sonstige Bedingungen	Anzusetzende Häufigkeit
1. Produktionsbetrieb	D.4	D.4	NWP $v_{hub} = v_r$	Eislasten	7 Tage pro Jahr
	1.2	1.2	NTM $v_{in} \leq v_{hub} \leq v_{out}$		Entsprechend Windgeschwindigkeits- verteilung
2. Produktionsbetrieb mit Auftreten eines Fehlers	2.4	2.3	NTM $v_{in} \leq v_{hub} \leq v_{out}$	1. Überdrehzahl @ v_{rated} 1. Überdrehzahl @ v_{out}	7 x pro Jahr 3 x pro Jahr
			NTM $v_{in} \leq v_{hub} \leq v_{out}$	Betrieb mit extremen Gierfehler	24h pro Jahr
			NTM	Netzausfall	20 x pro Jahr, Ansatz verschiedener Windgeschwindigkeiten entsprechend der Windgeschwindigkeits- verteilung
3. Start	3.1	3.1	NWP	Start @ v_{in} Start @ v_{rated} Start @ v_{out}	1000 x pro Jahr 50 x pro Jahr 50 x pro Jahr
4. Stopp	4.1	4.1	NWP	Stop @ v_{in} Stop @ v_{rated} Stop @ v_{out}	1000 x pro Jahr 50 x pro Jahr 50 x pro Jahr
6. Parken (Stillstand oder Leerlauf)	6.4	6.2	NTM $v_{hub} \leq 0,7 \cdot v_{b,0}$		Entsprechend Windgeschwindigkeits- verteilung

C-2 AUSDRUCKSPROTOKOLL CLTDESIGNER

Tabelle 10-4: Aufbau des gewählten BSP-Querschnitts (Hasslacher 5-s; $t_{CLT}=200mm$)

Schicht	Höhe [mm]	Orientierung	Material
1	40	0	C24-HASSLACHER-ETA
2	40	90	C24-HASSLACHER-ETA
3	40	0	C24-HASSLACHER-ETA
4	40	90	C24-HASSLACHER-ETA
5	40	0	C24-HASSLACHER-ETA

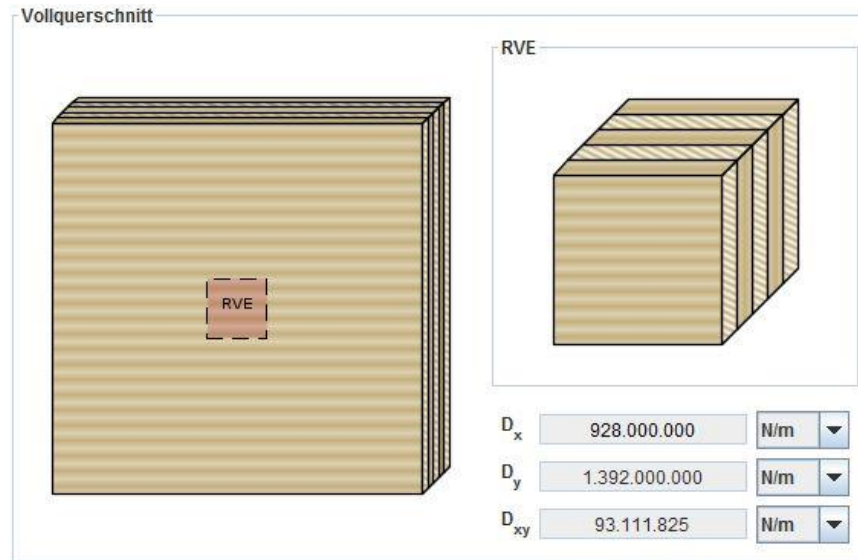
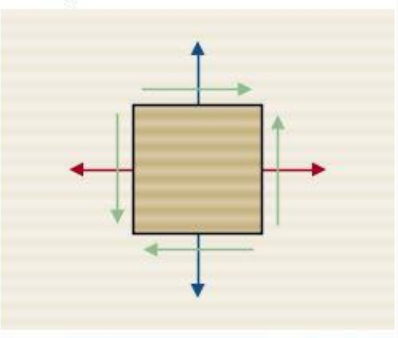


Abb. Anhang C-1: Querschnittswerte

Tabelle 10-5: Materialparameter

Schicht	Höhe [mm]
Biegefestigkeit	24,0 N/mm ²
Zugfestigkeit parallel	14,0 N/mm ²
Zugfestigkeit senkrecht	0,12 N/mm ²
Druckfestigkeit parallel	21,0 N/mm ²
Druckfestigkeit senkrecht	2,5 N/mm ²
Schubfestigkeit	4,0 N/mm ²
Rollschubfestigkeit	0,8 N/mm ²
Elastizitätsmodul parallel	11.600 N/mm ²
5%-Quantile des Elastizitätsmoduls parallel	9.667,0 N/mm ²
Elastizitätsmodul senkrecht	370,0 (0,0) N/mm ²
Schubmodul	690,0 N/mm ²
Rollschubmodul	50,0 N/mm ²
Dichte	350,0 kg/m ³
Mittelwert Dichte	500,0 kg/m ³
Scheibenschubfestigkeit	5,0 N/mm ²
Torsionsfestigkeit	2,5 N/mm ²
Biegefestigkeit in-plane	21,0 N/mm ²

Schnittgrößen



$n_{xy,d}$ kN/m

Ersatzdicken

RVSE	t_i^*
1	40 mm
2	40 mm
3	40 mm
4	40 mm
Σt_i^*	
160 mm	

Spannungen im RVSE

Ideelle Nominalschubspannung $T_{0,d}^*$

Brettschubspannung $T_{v,d}^*$

Torsionsschubspannung in der Klebefuge $T_{T,d}^*$

Bemessungsfaktoren

k_{mod}

V_M

Brettbreite

Ausnutzungsgrade

Schubkraft n_{xy} (Mechanismus I - Schub) $\eta_{nxy,V}$

Schubkraft n_{xy} (Mechanismus II - Torsion) $\eta_{nxy,T}$

Angelehnt an ETA-09/0036 und ETA-08/0242

Schubkraft n_{xy} (Mechanismus I - Schub) $\eta_{nxy,V}$

Schubkraft n_{xy} (Mechanismus II - Torsion) $\eta_{nxy,T}$

Abb. Anhang C-2: n_{xy} für 100 % Auslastung

C-3 BELASTUNGSTABELLEN AM TURMKOPF

Tabelle Anhang C-1. ULS-Belastung für $h = 138,15m$ (Vensys Loop 5)

	$M_{x, Ed}$	$M_{y, Ed}$	$M_{z, Ed}$	$M_{xy, Ed}$	$F_{x, Ed}$	$F_{y, Ed}$	$F_{z, Ed}$	$F_{xy, Ed}$	γ
$M_{x, max}$	10.089,0	-1.382,0	534,3	10.183,0	58,7	13,4	-2.585,9	60,2	1,50
$M_{x, min}$	-9.514,2	652,6	-214,6	9.536,6	34,1	42,5	-2.547,7	54,5	1,50
$M_{y, max}$	-1.029,8	10.640,0	-71,9	10.690,0	89,1	-11,8	-2.558,1	89,9	1,50
$M_{y, min}$	-130,3	-15.173,0	-1.334,5	15.173,0	-1.056,1	16,4	-2.277,8	1.056,2	1,35
$M_{z, max}$	2.807,8	-6.173,0	8.046,5	6.781,6	216,3	-89,4	-1.908,8	234,0	1,10
$M_{z, min}$	2.675,2	-4.421,6	-7.992,3	5.167,9	168,8	4,8	-2.202,3	168,9	1,35
$M_{xy, max}$	-130,3	-15.173,0	-1.334,5	15.173,0	-1.056,1	16,4	-2.277,8	1.056,2	1,35
$M_{xy, min}$	174,2	-281,3	-979,9	330,9	535,8	-127,7	-2.230,1	550,8	1,35
$F_{x, max}$	34,0	-4.550,0	1.159,4	4.550,1	960,6	15,6	-2.351,1	960,8	1,35
$F_{x, min}$	-283,1	-12.179,0	-4.155,4	12.183,0	-1.195,7	-11,5	-2.262,3	1.195,7	1,35
$F_{y, max}$	-1.390,5	-6.042,6	-3.854,2	6.200,5	-70,9	658,5	-2.092,7	662,3	1,35
$F_{y, min}$	1.451,5	-4.596,2	354,4	4.819,9	251,6	-725,9	-1.933,3	768,2	1,10
$F_{z, max}$	108,1	-3.980,3	1.293,5	3.981,8	19,8	9,0	-1.495,1	21,7	1,1
$F_{z, min}$	5.843,6	-8.006,2	734,9	9.911,9	32,1	-45,0	-2.613,7	55,3	1,5
$F_{xy, max}$	-283,1	-12.179,0	-4.155,4	12.183,0	-1.195,7	-11,5	-2.262,3	1.195,7	1,35
$F_{xy, -min}$	1,9	-7.469,4	-8,1	7.469,4	0,0	-0,0	-2.289,8	0,0	1,35

Tabelle Anhang C-2: Charakteristische Belastung auf $h = 138,15m$ (Vensys Loop 5)

	M_x	M_y	M_z	M_{xy}	F_x	F_y	F_z	F_{xy}	γ
$M_{x, max}$	6.725,9	-921,3	356,2	6.788,7	39,1	8,9	-1.724,0	40,1	1,0
$M_{x, min}$	-6.342,8	435,1	-143,1	6.357,7	22,8	28,3	-1.698,5	36,3	1,0
$M_{y, max}$	-686,5	7.093,5	-48,0	7.126,6	59,4	-7,84	-1.705,4	59,9	1,0
$M_{y, min}$	1.015,8	-11.807,0	231,7	11.851,0	-100,6	-13,4	-1.720,3	101,5	1,0
$M_{z, max}$	2.552,6	-5.611,8	7.315,0	6.165,1	196,6	-81,3	-1.735,3	212,8	1,0
$M_{z, min}$	1.149,2	-5.109,0	-7.098,5	5.236,7	-64,7	75,9	-1.664,3	99,8	1,0
$M_{xy, max}$	1.076,4	-11802,0	665,3	11.851,0	-84,4	-21,0	-1.723,1	87,0	1,0
$M_{xy, min}$	129,0	-208,4	-725,9	245,1	396,9	-94,6	-1.651,9	408,0	1,0
$F_{x, max}$	25,2	-3.370,4	858,8	3.370,5	711,6	11,5	-1.741,5	711,7	1,0
$F_{x, min}$	-209,7	-9.021,6	-3078,1	9.024,1	-885,7	-8,5	-1.675,8	885,7	1,0
$F_{y, max}$	-811,8	-4.584,4	-193,1	4.655,7	387,9	591,2	-1.718,6	707,0	1,0
$F_{y, min}$	1.319,5	-4.178,3	322,2	4.381,7	228,7	-659,9	-1.757,6	698,4	1,0
$F_{z, max}$	-39,3	-2.978,4	800,6	2.978,6	15,8	81,8	-1.347,3	83,4	1,0
$F_{z, min}$	69,9	-7.381,2	2.623,9	7.381,5	68,3	126,1	-1.951,7	143,4	1,0
$F_{xy, max}$	-209,7	-9.021,6	-3.078,1	9.024,1	-885,7	-8,5	-1.675,8	885,7	1,0
$F_{xy, -min}$	1,43	-5.532,9	-6,0	5.532,9	0,0	0,0	-1.696,2	0,0	1,0

Tabelle Anhang C-3: Schadensäquivalente Einstufenkollektive für $h = 138,15$ m (Vensys Loop 5)

[kNm/kN] / Steigung	Tower M _x , Tower station height= 138,100m	Tower M _y , Tower station height= 138,100m	Tower M _z , Tower station height= 138,100m	Tower M _{xy} , Tower station height= 138,100m	Tower F _x , Tower station height= 138,100m	Tower F _y , Tower station height= 138,100m	Tower F _z , Tower station height= 138,100m	Tower F _{xy} , Tower station height= 138,100m
3	957,6	4.477,7	4.341,8	3.943,2	241,2	143,1	126,6	240,4
4	1.089,5	4.095,6	4.033,9	3.535,4	245,3	127,6	101,8	244,5
5	1.218,5	4.126,0	4.136,3	3.510,9	260,5	128,3	93,8	259,2
6	1.326,2	4.279,1	4.363,9	3.606,7	277,6	136,2	92,0	274,8
7	1.415,3	4.463,2	4.621,0	3.736,7	295,0	148,4	92,9	289,1
8	1.489,7	4.647,9	4.874,0	3.870,1	313,7	162,7	95,2	301,9
9	1.552,9	4.823,5	5.111,9	3.996,2	335,3	177,2	98,0	313,0
10	1.607,4	4.987,8	5.331,8	4.111,9	360,6	191,1	101,0	322,7
11	1.655,1	5.141,0	5.534,0	4.216,7	388,6	203,9	104,0	331,3
12	1.697,6	5.284,1	5719,6	4311,4	417,5	215,6	106,9	338,8

Tabelle Anhang C-4: Mittelwerte in Betrieb aus Markov-Matrizen abgeleitet (Vensys, Loop 5)

kN/kNm	Tower M _x	Tower M _y	Tower M _z	Tower M _{xy}	Tower F _x	Tower F _y	Tower F _z	Tower F _{xy}
0	1.986,1	33.551,4	200,3	33.805,4	303,8	-5,1	-5.973,8	304,5
3	1.967,5	32.406,6	199,9	32.817,8	303,1	-5,0	-5.545,9	304,1
21	1.954,0	28.123,7	199,1	28.548,3	296,6	-4,7	-5.085,9	296,1
39	1.948,9	24.156,2	199,0	24.559,9	279,0	-4,3	-4.506,6	279,2
57	1.842,5	18.725,3	196,6	19.181,8	279,5	-4,1	-3.909,8	280,3
75	1.697,5	12.527,9	196,9	13.122,2	273,1	-3,9	-3.321,4	273,8
78,25	1.666,0	11.424,9	196,6	12.187,3	273,3	-3,8	-2.995,2	273,7
97,35	1.613,6	6.154,0	196,6	7.693,9	262,0	-3,6	-2.473,4	264,3
116,6	1.534,8	848,9	194,3	3.766,5	260,4	-3,5	-2.058,7	262,6
138,1	1.377,1	-4.852,9	188,7	5.164,2	256,8	-3,3	-1.719,7	257,1

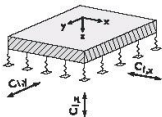
C-4 AUSDRUCKSPROTOKOLL RFEM

1.3 MATERIALIEN

Mat. Nr.	Modul E [kN/cm ²]	Modul G [kN/cm ²]	Querdehnzahl ν [-]	Spez. Gewicht γ [kN/m ³]	Wärmedehn. α [1/°C]	Teilsch.-Beiwert γ _M [-]	Material-Modell
1	Brettschichtholz GL32h DIN 1052:2008-12 1370.00	85.00	7.059	5.00	5.00E-06	1.30	Isotrop linear elastisch
	ES						
2	Brettschichtholz GL32h DIN 1052:2008-12 1370.00	85.00	7.059	5.00	5.00E-06	1.30	Isotrop linear elastisch
	FW						
3	Brettschichtholz GL32h DIN 1052:2008-12 1370.00	85.00	7.059	5.00	5.00E-06	1.30	Isotrop linear elastisch
4	Brettschichtholz GL32h DIN 1052:2008-12 1370.00	85.00	7.059	5.00	5.00E-06	1.30	Isotrop linear elastisch
5	Brettschichtholz GL32h DIN 1052:2008-12 1370.00	85.00	7.059	5.00	5.00E-06	1.30	Isotrop linear elastisch
6	Nadelholz C24 DIN 1052:2008-12			5.00	5.00E-06	1.30	Orthotrop elastisch 2D...
	Platten						
7	Beton C30/37 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 3300.00	1375.00	0.200	25.00	1.00E-05	1.00	Isotrop linear elastisch
8	Baustahl S 355 DIN 18800-1:2008-11 21000.00	8100.00	0.296	78.50	1.20E-05	1.10	Isotrop linear elastisch

1.4 FLÄCHEN

Fläche Nr.	Flächentyp		Begrenzungslinien Nr.	Mat. Nr.	Dicke		Fläche A [m ²]	Gewicht G [kg]
	Geometrie	Steffigkeit			Typ	d [mm]		
1	Eben	Orthotrop	10,20,30,40,60,60,70,80	6	Konstant	200.0	55.953	5595.33
2	Eben	Orthotrop	11,21,31,41,51,61,71,81	6	Konstant	200.0	38.466	3846.62
3	Eben	Orthotrop	12,22,32,42,52,62,72,82	6	Konstant	200.0	26.425	2642.54
4	Eben	Orthotrop	13,23,33,43,53,63,73,83	6	Konstant	200.0	19.880	1988.02
5	Eben	Standard	268	7	Konstant	1800.0	368.155	1656700.00



1.9 FLÄCHENLAGER

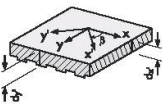
Bettung Nr.	Flächen Nr.	Federkonstanten RF-SOILIN	Stützung bzw. Feder [kN/m ³]			Schubfeder [kN/m]	
			u _x	u _y	u _z	v _{yz}	v _{yz}
1	5	-	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	100000.000	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

1.9.1 FLÄCHENLAGER - AUSFALL

Bettung Nr.	Flächen Nr.	Ausfall des Lagers bei σ _z	Fließen ab Kontaktspannung σ _z [kN/m ²]	Reibungszahl μ _k [-]
1	5	Positiv		

1.12 ORTHOTROPE FLÄCHEN UND MEMBRANEN

Fläche Nr.	Definitionsart	Orthotropierichtung β [°]	Steffigkeitsabminderungsbeiwerte									
			k [-]	k ₀ [-]	k ₃₃ [-]	k ₀ [-]	k ₄₄ [-]	k ₆₆ [-]	k _m [-]	k ₈₈ [-]	k ₀ [-]	
1	Definiert mittels Steifigkeitsmatrix	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	Definiert mittels Steifigkeitsmatrix	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	Definiert mittels Steifigkeitsmatrix	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	Definiert mittels Steifigkeitsmatrix	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00



1.12.2 ORTHOTROPE FLÄCHEN - STEIFIGKEITSMATRIXELEMENTE

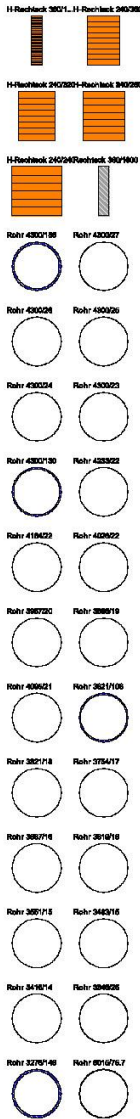
Fläche Nr.	Biegung und Torsion			Schubkomponente			Membrankomponente			Exzentriertlasteinwirkungen		
	Symbol	Wert	Einheit	Symbol	Wert	Einheit	Symbol	Wert	Einheit	Symbol	Wert	Einheit
1	D ₁₁	6124.000	kNm	D ₄₄	21068.000	kN/m	D ₆₆	1.3920E+06	kN/m	D ₁₈	0.000	kN/m
	D ₁₂	0.000	kNm	D ₄₅	0.000	kN/m	D ₆₇	0.000	kN/m	D ₁₇	0.000	kN/m
	D ₁₃	0.000	kNm	D ₅₅	14854.400	kN/m	D ₆₈	0.000	kN/m	D ₁₆	0.000	kN/m
	D ₂₂	1608.530	kNm				D ₇₇	928000.000	kN/m	D ₂₇	0.000	kN/m
	D ₂₃	0.000	kNm				D ₇₈	0.000	kN/m	D ₂₈	0.000	kN/m
	D ₃₃	184.900	kNm				D ₈₈	100161.000	kN/m	D ₃₈	0.000	kN/m
										D ₁₈	0.000	kN/m
2	D ₁₁	6124.000	kNm	D ₄₄	21068.000	kN/m	D ₆₆	1.3920E+06	kN/m	D ₁₈	0.000	kN/m
	D ₁₂	0.000	kNm	D ₄₅	0.000	kN/m	D ₆₇	0.000	kN/m	D ₁₇	0.000	kN/m

Abb. Anhang C-3: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 1)

1.12.2 ORTHOTROPE FLÄCHEN - STEIFIGKEITSMATRIXELEMENTE

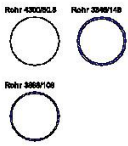
Fläche Nr.	Biegung und Torsion			Schubkomponente			Membrankomponente			Exzentrizitätseinwirkungen		
	Symbol	Wert	Einheit	Symbol	Wert	Einheit	Symbol	Wert	Einheit	Symbol	Wert	Einheit
3	D ₁₃	0.000	kN/m	D ₆₅	14854.400	kN/m	D ₈₈	0.000	kN/m	D ₁₆	0.000	kN/m
	D ₂₂	1608.530	kN/m				D ₇₇	928000.000	kN/m	D ₂₇	0.000	kN/m
	D ₂₃	0.000	kN/m				D ₇₈	0.000	kN/m	D ₂₈	0.000	kN/m
	D ₃₃	184.000	kN/m				D ₈₈	100161.000	kN/m	D ₃₈	0.000	kN/m
	D ₁₁	6124.000	kNm	D ₄₄	21068.000	kNm	D ₆₆	1.3920E+06	kNm	D ₁₈	0.000	kNm
	D ₁₂	0.000	kNm	D ₄₅	0.000	kNm	D ₆₇	0.000	kNm	D ₁₇	0.000	kNm
	D ₁₃	0.000	kNm	D ₅₅	14854.400	kNm	D ₆₈	0.000	kNm	D ₁₈	0.000	kNm
	D ₂₂	1608.530	kNm				D ₇₇	928000.000	kNm	D ₂₇	0.000	kNm
	D ₂₃	0.000	kNm				D ₇₈	0.000	kNm	D ₂₈	0.000	kNm
4	D ₁₁	6124.000	kNm	D ₄₄	21068.000	kNm	D ₆₆	1.3920E+06	kNm	D ₁₆	0.000	kNm
	D ₁₂	0.000	kNm	D ₄₅	0.000	kNm	D ₆₇	0.000	kNm	D ₁₇	0.000	kNm
	D ₁₃	0.000	kNm	D ₅₅	14854.400	kNm	D ₆₈	0.000	kNm	D ₁₈	0.000	kNm
	D ₂₂	1608.530	kNm				D ₇₇	928000.000	kNm	D ₂₇	0.000	kNm
	D ₂₃	0.000	kNm				D ₇₈	0.000	kNm	D ₂₈	0.000	kNm
	D ₃₃	184.000	kNm				D ₈₈	100161.000	kNm	D ₃₈	0.000	kNm
	D ₁₁	6124.000	kNm	D ₄₄	21068.000	kNm	D ₆₆	1.3920E+06	kNm	D ₁₆	0.000	kNm
	D ₁₂	0.000	kNm	D ₄₅	0.000	kNm	D ₆₇	0.000	kNm	D ₁₇	0.000	kNm
	D ₁₃	0.000	kNm	D ₅₅	14854.400	kNm	D ₆₈	0.000	kNm	D ₁₈	0.000	kNm

1.13 QUERSCHNITTE

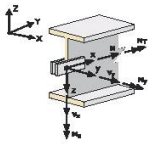


Quers. Nr.	Mater. Nr.	I _y [cm ⁴]		I _z [cm ⁴]		Hauptachsen α [°]	Drehung α' [°]	Gesamtabmessungen [mm]	
		A [cm ²]	A _y [cm ²]	A _z [cm ²]	Breite b			Höhe h	
1	H-Rechteck 360/1600 1	2135675.25 5760.00	12288000.00 4800.00	622080.00 4800.00	0.00	0.00	360.0	1600.0	
2	H-Rechteck 240/360 2	97350.99 864.00	93312.00 720.00	41472.00 720.00	0.00	0.00	240.0	360.0	
3	H-Rechteck 240/320 3	79602.63 768.00	65536.00 640.00	36864.00 640.00	0.00	0.00	240.0	320.0	
4	H-Rechteck 240/280 4	62455.17 672.00	43904.00 560.00	32256.00 560.00	0.00	0.00	240.0	280.0	
5	H-Rechteck 240/240 5	46668.82 576.00	27648.00 480.00	27648.00 480.00	0.00	0.00	240.0	240.0	
6	Rechteck 360/1600 7	2135675.25 5760.00	12288000.00 4800.00	622080.00 4800.00	0.00	0.00	360.0	1600.0	
52	Rohr 4300/185 8	1014490624.00 23916.16	507245312.00 11872.33	507245321.29 11872.33	0.00	0.00	4300.0	4300.0	
53	Rohr 4300/27 8	165451120.00 3624.49	82725560.00 1796.85	82725563.81 1796.85	0.00	0.00	4300.0	4300.0	
54	Rohr 4300/26 8	159434608.00 3491.06	79717304.00 1730.70	79717301.59 1730.70	0.00	0.00	4300.0	4300.0	
55	Rohr 4300/25 8	153409840.00 3357.58	76704920.00 1664.52	76704921.83 1664.52	0.00	0.00	4300.0	4300.0	
56	Rohr 4300/24 8	147376512.00 3224.03	73688256.00 1598.31	73688259.21 1598.31	0.00	0.00	4300.0	4300.0	
57	Rohr 4300/23 8	141334304.00 3090.42	70667152.00 1532.07	70667149.52 1532.07	0.00	0.00	4300.0	4300.0	
58	Rohr 4300/130 8	741076928.00 17030.57	370538464.00 8448.25	370538465.26 8448.25	0.00	0.00	4300.0	4300.0	
59	Rohr 4233/22 8	129026840.00 2910.43	64513420.00 1442.84	64513421.81 1442.84	0.00	0.00	4233.0	4233.0	
60	Rohr 4164/22 8	122787632.00 2662.74	61393816.00 1419.20	61393815.69 1419.20	0.00	0.00	4164.0	4164.0	
61	Rohr 4026/22 8	110919456.00 2767.37	55459728.00 1371.92	55459728.58 1371.92	0.00	0.00	4026.0	4026.0	
62	Rohr 3957/20 8	95857888.00 2473.69	47928944.00 1226.33	47928943.38 1226.33	0.00	0.00	3957.0	3957.0	
63	Rohr 3888/19 8	86427256.00 2309.42	43213628.00 1144.89	43213627.42 1144.89	0.00	0.00	3888.0	3888.0	
64	Rohr 4095/21 8	111527896.00 2687.76	55763948.00 1332.45	55763947.82 1332.45	0.00	0.00	4095.0	4095.0	
65	Rohr 3821/108 8	434565920.00 12597.91	217282960.00 6248.84	217282955.21 6248.84	0.00	0.00	3821.0	3821.0	
66	Rohr 3821/18 8	77759064.00 2150.55	38879532.00 1066.13	38879532.60 1066.13	0.00	0.00	3821.0	3821.0	
67	Rohr 3754/17 8	69681360.00	34840680.00	34840680.34	0.00	0.00	3754.0	3754.0	

Abb. Anhang C-4: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 2)


1.13 QUERSCHNITTE

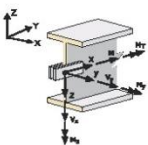
Quers. Nr.	Mater. Nr.	I_T [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	Hauptachsen α [°]	Drehung α' [°]	Gesamtabmessungen [mm]	
		A [cm ²]	A_y [cm ²]	A_z [cm ²]			Breite b	Höhe h
		1995.82	989.42	989.42				
68	Rohr 3687/16 8	62168776.00 1845.25	31084388.00 914.77	31084387.96 914.77	0.00	0.00	3687.0	3687.0
69	Rohr 3619/16 8	58777564.00 1811.07	29388782.00 897.83	29388781.56 897.83	0.00	0.00	3619.0	3619.0
70	Rohr 3551/15 8	52086552.00 1666.30	28043276.00 826.06	28043275.75 826.06	0.00	0.00	3551.0	3551.0
71	Rohr 3483/15 8	49139068.00 1634.26	24569534.00 810.17	24569533.83 810.17	0.00	0.00	3483.0	3483.0
72	Rohr 3416/14 8	43294088.00 1496.28	21647044.00 741.77	21647044.11 741.77	0.00	0.00	3416.0	3416.0
73	Rohr 3348/26 8	74866680.00 2713.46	37433340.00 1345.22	37433338.21 1345.22	0.00	0.00	3348.0	3348.0
74	Rohr 3276/148 8	356552032.00 14543.81	178276016.00 7220.82	178276019.48 7220.82	0.00	0.00	3276.0	3276.0
75	Rohr 6015/75.7 8	1245836928.00 14124.73	622918464.00 7002.96	622918471.82 7002.96	0.00	0.00	6015.0	6015.0
76	Rohr 4300/50.5 8	304408320.00 6741.86	152204160.00 3342.51	152204166.55 3342.51	0.00	0.00	4300.0	4300.0
77	Rohr 3348/148 8	381706464.00 14878.58	190853232.00 7386.53	190853228.78 7386.53	0.00	0.00	3348.0	3348.0
78	Rohr 3888/108 8	458504352.00 12825.24	229252176.00 6361.47	229252178.97 6361.47	0.00	0.00	3888.0	3888.0

1.14 STABENDGELENKE


Gelenk Nr.	Bezugs-system	Axial/Quer-Gelenk bzw. Feder[kN/m]			Momentengelenk bzw. Feder[kNm/rad]			Kommentar
		u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z	
1	Lokal x,y,z	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

Abb. Anhang C-5: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 3 – starre Ausfachung)

Für das Vergleichsmodell mit gelenkigem Anschluss der Ausfachung wurde folgendes Stabendgelenk definiert:


1.14 STABENDGELENKE

Gelenk Nr.	Bezugs-system	Axial/Quer-Gelenk bzw. Feder[kN/m]			Momentengelenk bzw. Feder[kNm/rad]			Kommentar
		u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z	
1	Lokal x,y,z	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	

Abb. Anhang C-6: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 3 – gelenkige Ausfachung)

■ 2.1 LASTFÄLLE

Lastfall	LF-Bezeichnung	EN 1990 DIN Einwirkungskategorie	Eigengewicht - Faktor in Richtung			
			Aktiv	X	Y	Z
LF1	Eigengewicht	Ständig/Nutzlast	<input checked="" type="checkbox"/>	0.000	0.000	-1.000
LF2	DLC81081_126	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mb,max					
LF3	DLC81081_121	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mb,min					
LF4	DLC81081_121	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	My,max					
LF5	DLC15015_097	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	My,min					
LF6	DLC22022_026	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mz,max					
LF7	DLC17017_142	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mz,min					
LF8	DLC15015_097	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mxy,max					
LF9	DLC15015_054	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mxy,min					
LF10	DLC15015_067	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fx,max					
LF11	DLC15015_070	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fx,min					
LF12	DLC81081_007	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fy,max					
LF13	DLC22022_018	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fy,min					
LF14	DLC82062_016	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fz,max					
LF15	DLC81081_185	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fz,min					
LF16	DLC15015_070	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fxy,max					
LF17	DLC84064_001	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fxy,min					
LF18	DLC81081_126_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mb,max_1					
LF19	DLC81081_121_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mb,min_1					
LF20	DLC81081_121_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	My,max_1					
LF21	DLC15015_097_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	My,min_1					
LF22	DLC22022_026_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mz,max_1					
LF23	DLC17017_142_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mz,min_1					
LF24	DLC15015_097_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mxy,max_1					
LF25	DLC15015_054_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Mxy,min_1					
LF26	DLC15015_067_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fx,max_1					
LF27	DLC15015_070_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fx,min_1					
LF28	DLC81081_007_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fy,max_1					
LF29	DLC22022_018_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fy,min_1					
LF30	DLC82062_016_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fz,max_1					
LF31	DLC81081_185_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fz,min_1					
LF32	DLC15015_070_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fxy,max_1					
LF33	DLC84064_001_1	Ständig/Nutzlast	<input type="checkbox"/>			
	Fxy,min_1					
LF34	Imp Vorkrümmung lokal	Imperfektion	<input type="checkbox"/>			
LF35	Imp Vorkrümmung global	Imperfektion	<input type="checkbox"/>			
LF36	Imp Schiefstellung	Imperfektion	<input type="checkbox"/>			
LF37	Biegeschwingungen 1	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF38	Biegeschwingungen 2	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF39	Torsionsschwingungen 1	Ständig	<input type="checkbox"/>			
LF40	Torsionsschwingungen 2	Ständig	<input type="checkbox"/>			

■ 2.5 LASTKOMBINATIONEN

Lastkombin.	BS	Lastkombination Bezeichnung	Nr.	Faktor			Lastfall
LK1		1.35*LF1 + LF2 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36	1	1.35	LF1	Eigengewicht	
			2	1.00	LF2	DLC81081_126	
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal	
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global	
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung	
LK2		1.35*LF1 + LF3 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36	1	1.35	LF1	Eigengewicht	
			2	1.00	LF3	DLC81081_121	
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal	
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global	
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung	
LK3		1.35*LF1 + LF4 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36	1	1.35	LF1	Eigengewicht	
			2	1.00	LF4	DLC81081_121	
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal	
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global	
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung	
LK4		1.35*LF1 + LF5 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36	1	1.35	LF1	Eigengewicht	

Abb. Anhang C-7: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 4)

2.5 LASTKOMBINATIONEN

Lastkombin.	BS	Lastkombination Bezeichnung	Nr.	Faktor	Lastfall	
LK5		$1.35 \cdot LF1 + LF6 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF5	DLC15015_097
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK6		$1.35 \cdot LF1 + LF7 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF6	DLC22022_026
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK7		$1.35 \cdot LF1 + LF8 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF7	DLC17017_142
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK8		$1.35 \cdot LF1 + LF9 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF8	DLC15015_097
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK9		$1.35 \cdot LF1 + LF9 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF9	DLC15015_054
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK10		$1.35 \cdot LF1 + LF10 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF10	DLC15015_087
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK11		$1.35 \cdot LF1 + LF11 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF11	DLC15015_070
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK12		$1.35 \cdot LF1 + LF12 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF12	DLC81081_007
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK13		$1.35 \cdot LF1 + LF13 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF13	DLC22022_018
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK14		$1.35 \cdot LF1 + LF14 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF14	DLC62062_016
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK15		$1.35 \cdot LF1 + LF15 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF15	DLC81081_185
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK16		$1.35 \cdot LF1 + LF16 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF16	DLC15015_070
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK17		$1.35 \cdot LF1 + LF17 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF17	DLC84084_001
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK18		$1.35 \cdot LF1 + LF18 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF18	DLC81081_126_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK19		$1.35 \cdot LF1 + LF19 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF19	DLC81081_121_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK20		$1.35 \cdot LF1 + LF20 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF20	DLC81081_121_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK21		$1.35 \cdot LF1 + LF21 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF21	DLC15015_097_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK22		$1.35 \cdot LF1 + LF22 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF22	DLC22022_026_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK23		$1.35 \cdot LF1 + LF23 + LF34 + LF35 + 1.35 \cdot LF36$	2	1.00	LF23	DLC17017_142_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht

Abb. Anhang C-8: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 5)

■ 2.5 LASTKOMBINATIONEN

Last-kombin.	BS	Lastkombination		Lastfall		
		Bezeichnung	Nr.	Faktor		
LK24	1.35*LF1 + LF25 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF24	DLC15015_097_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK25	1.35*LF1 + LF26 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF25	DLC15015_054_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK26	1.35*LF1 + LF27 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF27	DLC15015_070_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK27	1.35*LF1 + LF28 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF28	DLC81061_007_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK28	1.35*LF1 + LF29 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF29	DLC22022_018_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK29	1.35*LF1 + LF30 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF30	DLC82062_016_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK30	1.35*LF1 + LF31 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF31	DLC81081_185_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK31	1.35*LF1 + LF32 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF32	DLC15015_070_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht
LK32	1.35*LF1 + LF33 + LF34 + LF35 + 1.35*LF36		2	1.00	LF33	DLC84064_001_1
			3	1.00	LF34	Imp Vorkrümmung lokal
			4	1.00	LF35	Imp Vorkrümmung global
			5	1.35	LF36	Imp Schiefstellung
			1	1.35	LF1	Eigengewicht

■ 2.7 ERGEBNISKOMBINATIONEN

Ergebn.-kombin.	Bezeichnung	Belastung
EK1 0	Montage_ULS	LK1 oder bis LK3 oder LK14
EK2 1	Normal_ULS	LK4 oder LK6 oder bis LK11 oder LK15 oder LK16
EK3 0	Extrem_ULS	LK5 oder LK12 oder LK13
EK4 0	Montage_ULS_1	LK17 oder bis LK19 oder LK30
EK5 1	Normal_ULS_1	LK20 oder LK22 oder bis LK27 oder LK31 oder LK32
EK6 1	Extrem_ULS_1	LK21 oder LK28 oder LK29
EK7 1	Super Montage	EK1 oder EK4
EK8 1	Super Normal	EK2 oder EK5
EK9 1	Super Extrem	EK3 oder EK6

Abb. Anhang C-9: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 6)

RF-HOLZ Pro
FA1
Ausfachung

1.1.1 BASISANGABEN

Zu bemessende Stäbe:	1101-1128,1201-1228,1301-1328,1401-1428,1501-1528, 1601-1628,1701-1728,1801-1828
Bemessung nach Norm:	DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
Tragfähigkeitsnachweise Zu bemessende Ergebniskombinationen:	EK7 Super Montage EK8 Super Normal EK9 Super Extrem

1.2 MATERIALIEN

Matl. Nr.	Bezeichnung	Beiwert Kategorie	Kommentar
2	Brettschichtholz GL32h DIN 1052 - 08	Brettschichtholz	FW
3	Brettschichtholz GL32h DIN 1052 - 08	Brettschichtholz	
4	Brettschichtholz GL32h DIN 1052 - 08	Brettschichtholz	
5	Brettschichtholz GL32h DIN 1052 - 08	Brettschichtholz	

1.3.1 QUERSCHNITTSDETAILS



Quer. Nr.	Matl. Nr.	Querschnitt Bezeichnung (mm)	Maximale Ausnutzung	Kommentar
2	2	H-Rechteck 240/360	0,00	FW
3	3	H-Rechteck 240/320	0,00	FW
4	4	H-Rechteck 240/280	0,00	FW
5	5	H-Rechteck 240/240	0,00	



1.4 LASTEINWIRKUNGSDAUER UND NUTZUNGSKLASSE

LF/LK/ EK	Lastfall- bzw. LK-/EK-Bezeichnung	Lastfalltyp	Klasse der Last- einwirkungs- dauer KLED
LF1	Eigengewicht	Ständig/Nutzlast	Ständig
LF2	DLC81081_126	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF3	DLC81081_121	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF4	DLC81081_121	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF5	DLC15015_097	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF6	DLC22022_026	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF7	DLC17017_142	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF8	DLC15015_097	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF9	DLC15015_054	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF10	DLC15015_067	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF11	DLC15015_070	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF12	DLC81081_007	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF13	DLC22022_018	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF14	DLC82062_016	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF15	DLC81081_185	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF16	DLC15015_070	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF17	DLC84064_001	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF18	DLC81081_126_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF19	DLC81081_121_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF20	DLC81081_121_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF21	DLC15015_097_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF22	DLC22022_026_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF23	DLC17017_142_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF24	DLC15015_097_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF25	DLC15015_054_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF26	DLC15015_067_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF27	DLC15015_070_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF28	DLC81081_007_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF29	DLC22022_018_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF30	DLC82062_016_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF31	DLC81081_185_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF32	DLC15015_070_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF33	DLC84064_001_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF36	Imp Schiefstellung	Imperfektion	Ständig
EK1	Montage_ULS	-	Kurz / Sehr kurz
EK2	Normal_ULS	-	Kurz / Sehr kurz
EK3	Extrem_ULS	-	Kurz / Sehr kurz
EK4	Montage_ULS_1	-	Kurz / Sehr kurz
EK5	Normal_ULS_1	-	Kurz / Sehr kurz
EK6	Extrem_ULS_1	-	Kurz / Sehr kurz

Nutzungs- klasse NKL
Nutzungs- klasse 2: Identisch für alle Stäbe/Stabsätze

Abb. Anhang C-10: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 7)

RF-HOLZ Pro
FA2
Eckstiele

1.1.1 BASISANGABEN

Zu bemessende Stäbe:	1-99,101-197,201-204,301-304,401-404,501-504,601-604,701-704,801-804
Bemessung nach Norm:	DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
Tragfähigkeitsnachweise Zu bemessende Ergebniskombinationen:	EK7 Super Montage EK8 Super Normal EK9 Super Extrem

1.2 MATERIALIEN

Mat. Nr.	Bezeichnung	Beiwert Kategorie	Kommentar
1	Brettschichtholz GL32h DIN 1052 - 08	Brettschichtholz	ES

H-Rechteck 360/1600



1.3.1 QUERSCHNITTSDETAILS

Quer. Nr.	Mat. Nr.	Querschnitt Bezeichnung [mm]	Maximale Ausnutzung	Kommentar
1	1	H-Rechteck 360/1600	0.00	ES

1.4 LASTEINWIRKUNGSDAUER UND NUTZUNGSKLASSE

LF/LK/ EK	Lastfall- bzw. LK-/EK-Bezeichnung	Lastfalltyp	Klasse der Last- einwirkungs-dauer KLED
LF1	Eigengewicht	Ständig/Nutzlast	Ständig
LF2	DLC81081_126	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF3	DLC81081_121	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF4	DLC81081_121	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF5	DLC15015_097	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF6	DLC22022_026	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF7	DLC17017_142	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF8	DLC15015_097	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF9	DLC15015_054	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF10	DLC15015_067	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF11	DLC15015_070	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF12	DLC81081_007	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF13	DLC22022_018	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF14	DLC82062_016	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF15	DLC81081_185	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF16	DLC15015_070	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF17	DLC84064_001	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF18	DLC81081_126_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF19	DLC81081_121_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF20	DLC81081_121_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF21	DLC15015_097_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF22	DLC22022_026_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF23	DLC17017_142_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF24	DLC15015_097_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF25	DLC15015_054_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF26	DLC15015_067_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF27	DLC15015_070_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF28	DLC81081_007_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF29	DLC22022_018_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF30	DLC82062_016_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF31	DLC81081_185_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF32	DLC15015_070_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF33	DLC84064_001_1	Ständig/Nutzlast	Kurz / Sehr kurz
LF36	Imp Schiefstellung	Imperfektion	Ständig
EK1	Montage_ULS	-	Kurz / Sehr kurz
EK2	Normal_ULS	-	Kurz / Sehr kurz
EK3	Extrem_ULS	-	Kurz / Sehr kurz
EK4	Montage_ULS_1	-	Kurz / Sehr kurz
EK5	Normal_ULS_1	-	Kurz / Sehr kurz
EK6	Extrem_ULS_1	-	Kurz / Sehr kurz

Nutzungs-kategorie NKL
Nutzungs-kategorie 2: Identisch für alle Stäbe/Stabsätze

Abb. Anhang C-11: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 8)

1.2.1 MASSENFÄLLE - ALLGEMEIN

No.	Massenfall-bezeichnung	Parameters
MF1	Biegeeigenfrequenz 1	Massenfalltyp : Ständig Massen : <input checked="" type="checkbox"/> Aus Struktureigengewicht <input checked="" type="checkbox"/> Aus Kraftkomponenten von Lastfall LF37-Biegeschwingungen 1
MF2	Biegeeigenfrequenz 2	Massenfalltyp : Ständig Massen : <input checked="" type="checkbox"/> Aus Struktureigengewicht <input checked="" type="checkbox"/> Aus Kraftkomponenten von Lastfall LF38-Biegeschwingungen 2
MF3	Torsionseigenfrequenz 1	Massenfalltyp : Ständig Massen : <input checked="" type="checkbox"/> Aus Struktureigengewicht <input checked="" type="checkbox"/> Aus Kraftkomponenten von Lastfall LF39-Torsionsschwingungen 1
MF4	Torsionseigenfrequenz 2	Massenfalltyp : Ständig Massen : <input checked="" type="checkbox"/> Aus Struktureigengewicht <input checked="" type="checkbox"/> Aus Kraftkomponenten von Lastfall LF40-Torsionsschwingungen 2 Zusatzmassen manuell definieren an <input checked="" type="checkbox"/> Knoten

MF4
Torsionseigenfrequenz 2

1.2.2 MASSENFÄLLE - KNOTENZUSATZMASSEN

Nr.	Liste der Knoten mit Massen	Masse m [kg]	Massenmomente			Kommentar
			I_x [kg.m ²]	I_y [kg.m ²]	I_z [kg.m ²]	
1	122	172700.000	0.000	0.000	0.000	
2	119	0.000	0.000	0.000	14690790.0	

1.4.1 EIGENSCHWINGUNGSFALL - ALLGEMEIN

ESF Fall	Eigenschwingungsfall-bezeichnung	Parameter
ESF1	ESF1	Anzahl der kleinsten Eigenwerte : 10 Einwirkende Massen : MF1 - Biegeeigenfrequenz 1 Wirkung der Massen in : <input checked="" type="checkbox"/> X-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Y-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Z-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Um X <input checked="" type="checkbox"/> Um Y <input checked="" type="checkbox"/> Um Z
ESF2	ESF2	Anzahl der kleinsten Eigenwerte : 10 Einwirkende Massen : MF2 - Biegeeigenfrequenz 2 Wirkung der Massen in : <input checked="" type="checkbox"/> X-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Y-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Z-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Um X <input checked="" type="checkbox"/> Um Y <input checked="" type="checkbox"/> Um Z
ESF3	ESF3	Anzahl der kleinsten Eigenwerte : 10 Einwirkende Massen : MF3 - Torsionseigenfrequenz 1 Wirkung der Massen in : <input checked="" type="checkbox"/> X-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Y-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Z-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Um X <input checked="" type="checkbox"/> Um Y <input checked="" type="checkbox"/> Um Z
ESF4	ESF4	Anzahl der kleinsten Eigenwerte : 10 Einwirkende Massen : MF4 - Torsionseigenfrequenz 2 Wirkung der Massen in : <input checked="" type="checkbox"/> X-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Y-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Z-Richtung <input checked="" type="checkbox"/> Um X <input checked="" type="checkbox"/> Um Y <input checked="" type="checkbox"/> Um Z

1.4.2 EIGENSCHWINGUNGSFALL - BERECHNUNGSPARAMETER

ESF Fall	Eigenschwingungsfall-bezeichnung	Berechnungsparameter
ESF1	ESF1	Typ der Massenmatrix : Diagonalmatrix Eigenformen der Skalierungsschwingungen : Max $\{u_i\} = 1$ Lösungsverfahren für Eigenwerte : Lanczos
ESF2	ESF2	Typ der Massenmatrix : Diagonalmatrix Eigenformen der Skalierungsschwingungen : Max $\{u_i\} = 1$ Lösungsverfahren für Eigenwerte : Lanczos
ESF3	ESF3	Typ der Massenmatrix : Diagonalmatrix Eigenformen der Skalierungsschwingungen : Max $\{u_i\} = 1$ Lösungsverfahren für Eigenwerte : Lanczos
ESF4	ESF4	Typ der Massenmatrix : Diagonalmatrix Eigenformen der Skalierungsschwingungen : Max $\{u_i\} = 1$ Lösungsverfahren für Eigenwerte : Lanczos

Abb. Anhang C-12: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 9)

ESF1
ESF1

■ 5.1 EIGENFREQUENZEN

ESF1

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Kreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	3.083	1.766	0.279	3.578
2	3.116	1.765	0.281	3.560
3	82.974	9.109	1.450	0.690
4	84.167	9.174	1.460	0.685
5	417.323	20.428	3.251	0.308
6	445.825	21.115	3.360	0.298
7	609.593	24.690	3.930	0.254
8	911.317	30.188	4.805	0.208
9	1065.829	32.647	5.196	0.192
10	1510.465	38.865	6.185	0.162

ESF2
ESF2

■ 5.1 EIGENFREQUENZEN

ESF2

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Kreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	3.084	1.766	0.279	3.578
2	3.117	1.765	0.281	3.559
3	83.039	9.113	1.450	0.690
4	84.215	9.177	1.461	0.685
5	417.192	20.425	3.251	0.308
6	445.759	21.113	3.360	0.298
7	609.582	24.690	3.929	0.254
8	911.513	30.191	4.805	0.208
9	1065.658	32.644	5.196	0.192
10	1510.445	38.864	6.185	0.162

ESF3
ESF3

■ 5.1 EIGENFREQUENZEN

ESF3

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Kreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	3.084	1.766	0.280	3.578
2	3.116	1.765	0.281	3.559
3	83.021	9.112	1.450	0.690
4	84.201	9.176	1.460	0.685
5	417.192	20.425	3.251	0.308
6	445.742	21.113	3.360	0.298
7	609.581	24.690	3.929	0.254
8	911.458	30.190	4.805	0.208
9	1065.658	32.644	5.196	0.192
10	1510.359	38.863	6.185	0.162

ESF4
ESF4

■ 5.1 EIGENFREQUENZEN

ESF4

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Kreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	3.081	1.755	0.279	3.579
2	3.118	1.766	0.281	3.558
3	27.382	5.233	0.833	1.201
4	84.169	9.174	1.460	0.685
5	88.120	9.387	1.494	0.669
6	445.714	21.112	3.360	0.298
7	481.429	21.941	3.492	0.286
8	819.585	28.628	4.556	0.219
9	911.466	30.191	4.805	0.208
10	1146.172	33.856	5.388	0.186

Abb. Anhang C-13: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 10 - starre Ausfachung)

Für das Modell mit gelenkigen Anschlüssen wurden folgende Eigenfrequenzen ermittelt:

ESF1 **5.1 EIGENFREQUENZEN** ESF1

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Kreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	3.078	1.754	0.279	3.581
2	3.115	1.765	0.281	3.560
3	82.277	9.071	1.444	0.693
4	84.037	9.167	1.459	0.685
5	289.627	16.420	2.613	0.383
6	442.693	21.040	3.349	0.299
7	461.361	21.479	3.419	0.293
8	903.225	30.054	4.783	0.209
9	984.321	31.374	4.993	0.200
10	1498.226	38.707	6.160	0.162

ESF2 **5.1 EIGENFREQUENZEN** ESF2

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Kreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	3.079	1.755	0.279	3.581
2	3.114	1.765	0.281	3.561
3	82.254	9.069	1.443	0.693
4	84.024	9.166	1.459	0.685
5	289.621	16.420	2.613	0.383
6	442.677	21.040	3.349	0.299
7	461.338	21.479	3.418	0.293
8	903.239	30.054	4.783	0.209
9	984.177	31.372	4.993	0.200
10	1498.281	38.708	6.161	0.162

ESF3 **5.1 EIGENFREQUENZEN** ESF3

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Kreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	3.078	1.754	0.279	3.582
2	3.113	1.765	0.281	3.561
3	82.283	9.071	1.444	0.693
4	84.042	9.167	1.459	0.685
5	289.621	16.420	2.613	0.383
6	442.706	21.041	3.349	0.299
7	461.339	21.479	3.418	0.293
8	903.337	30.056	4.783	0.209
9	984.178	31.372	4.993	0.200
10	1498.465	38.710	6.161	0.162

ESF4 **5.1 EIGENFREQUENZEN** ESF4

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Kreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	3.073	1.753	0.279	3.584
2	3.114	1.765	0.281	3.560
3	24.832	4.983	0.793	1.261
4	84.064	9.169	1.459	0.685
5	87.887	9.375	1.492	0.670
6	385.790	19.642	3.126	0.320
7	442.795	21.043	3.349	0.299
8	477.710	21.857	3.479	0.287
9	903.750	30.062	4.785	0.209
10	1131.087	33.632	5.353	0.187

Abb. Anhang C-14: Ausdrucksprotokoll RFEM (Seite 10 - gelenkige Ausfachung)

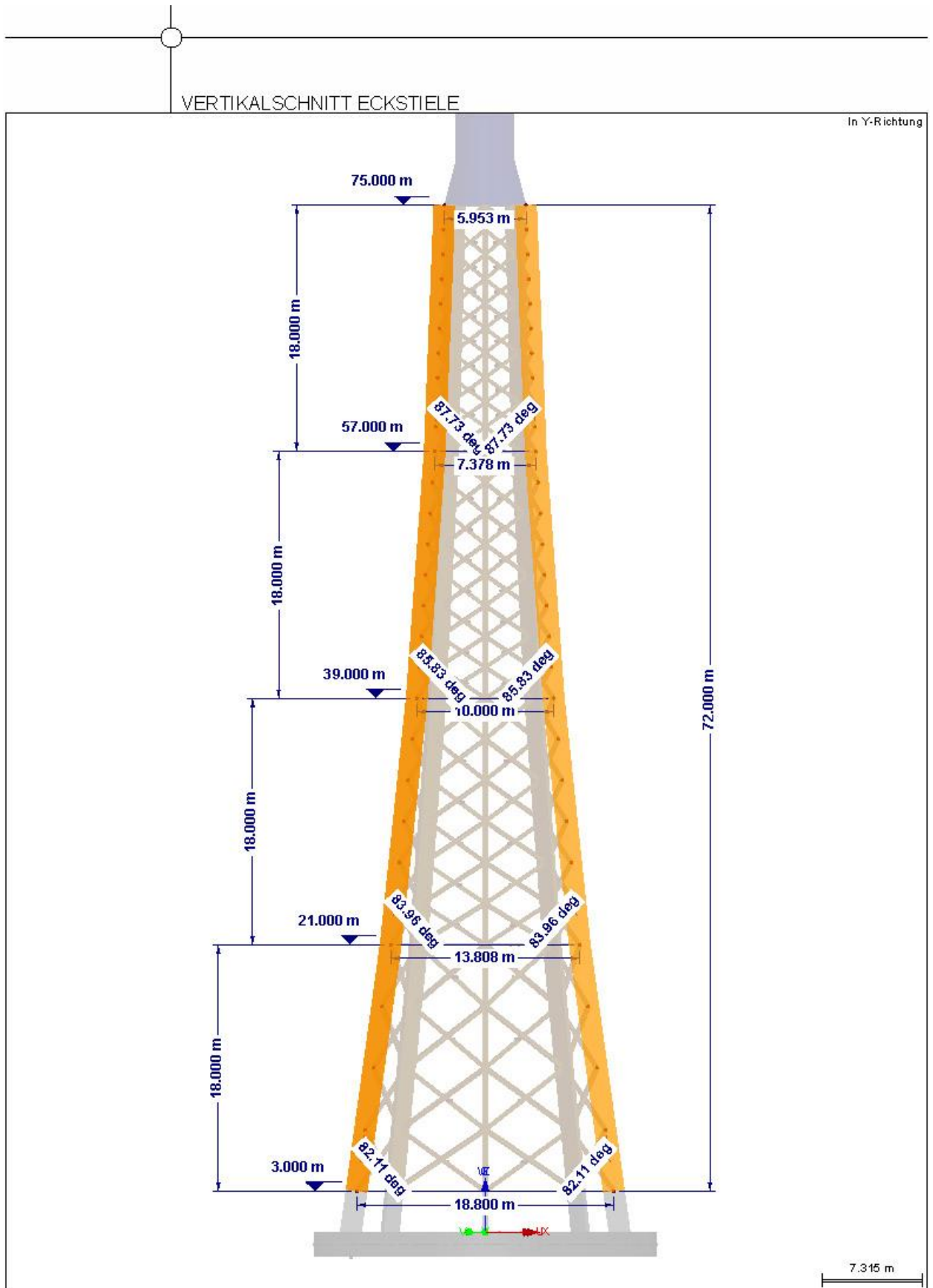


Abb. Anhang C-15: Vertikalschnitt Eckstiele (Ausdrucksprotokoll RFEM)

■ GEOMETRIE FUNDAMENTERING UND SOCKEL

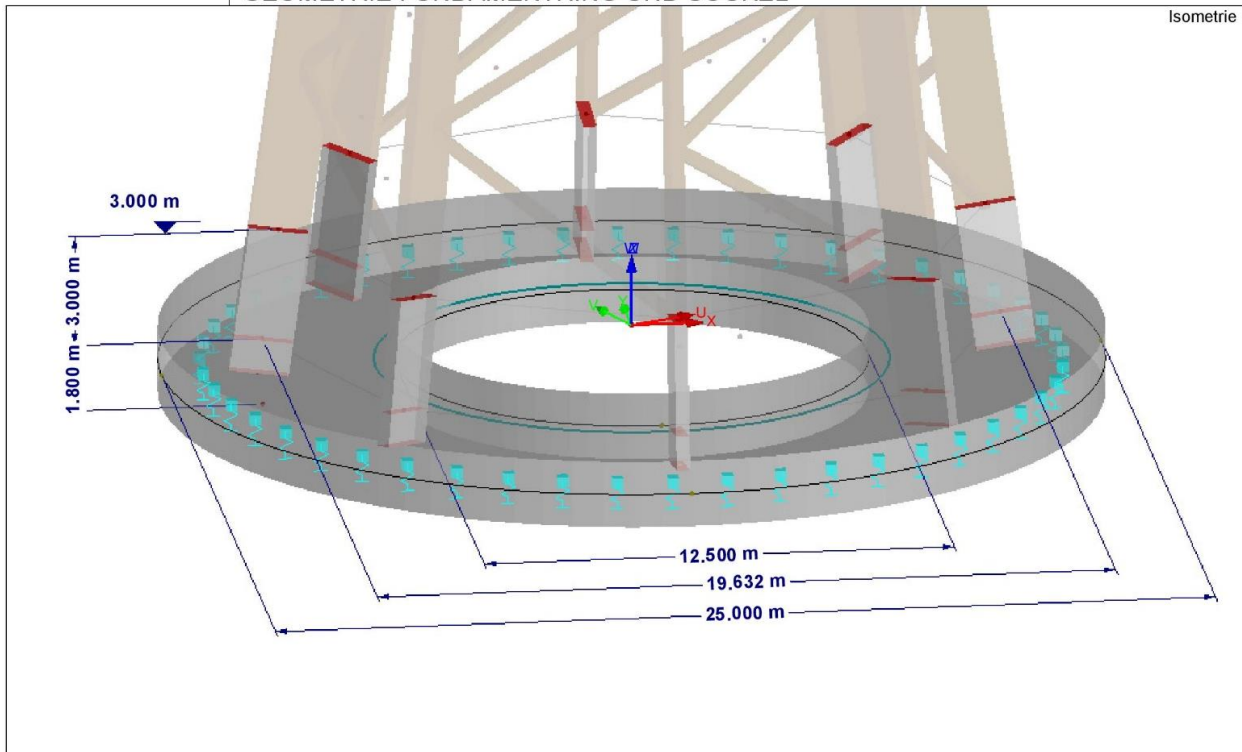


Abb. Anhang C-16: Geometrie Fundamentring und Sockel (Ausdrucksprotokoll RFEM)

■ GESAMTMODELL

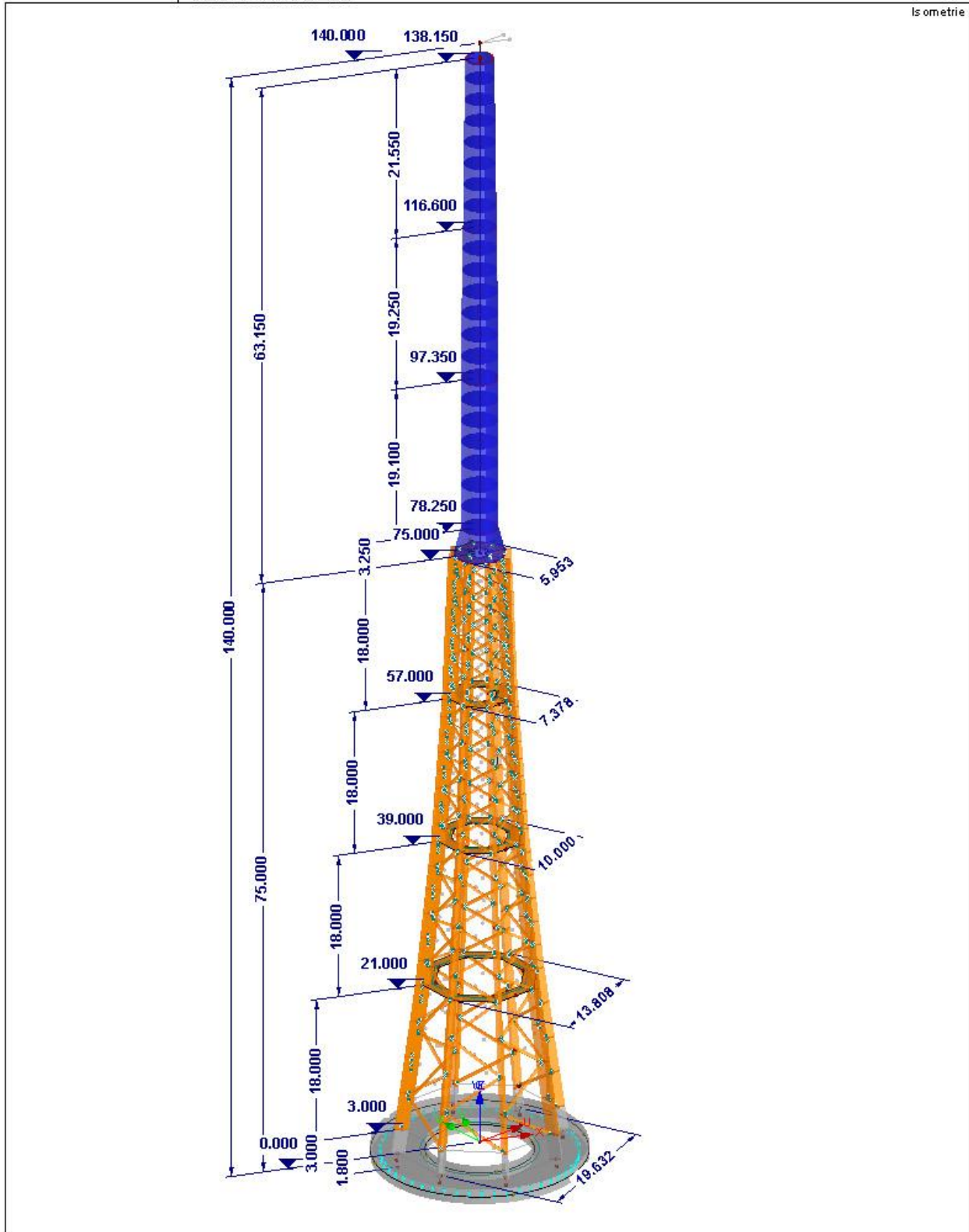


Abb. Anhang C-18: Übersicht Gesamtmodell (Ausdrucksprotokoll RFEM)

■ QUERSCHNITTE HOLZFACHWERK

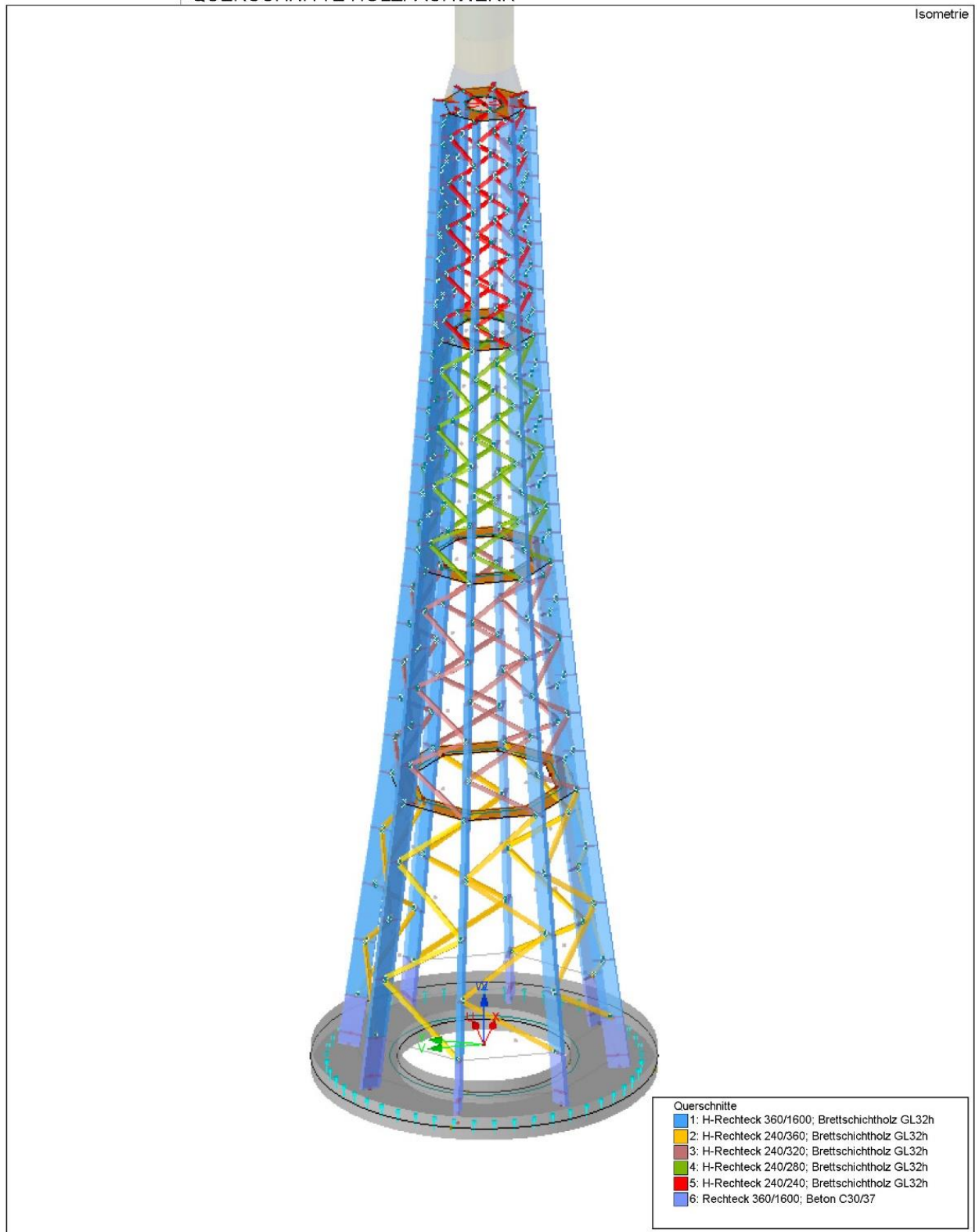


Abb. Anhang C-19: Querschnitte Fachwerkurm (Ausdrucksprotokoll RFEM)

LOKALE IMPERFEKTIONEN DER ECKSTIELE

LF 34: Imp Vorkrümmung lokal
Belastung []

Entgegen der X-Richtung

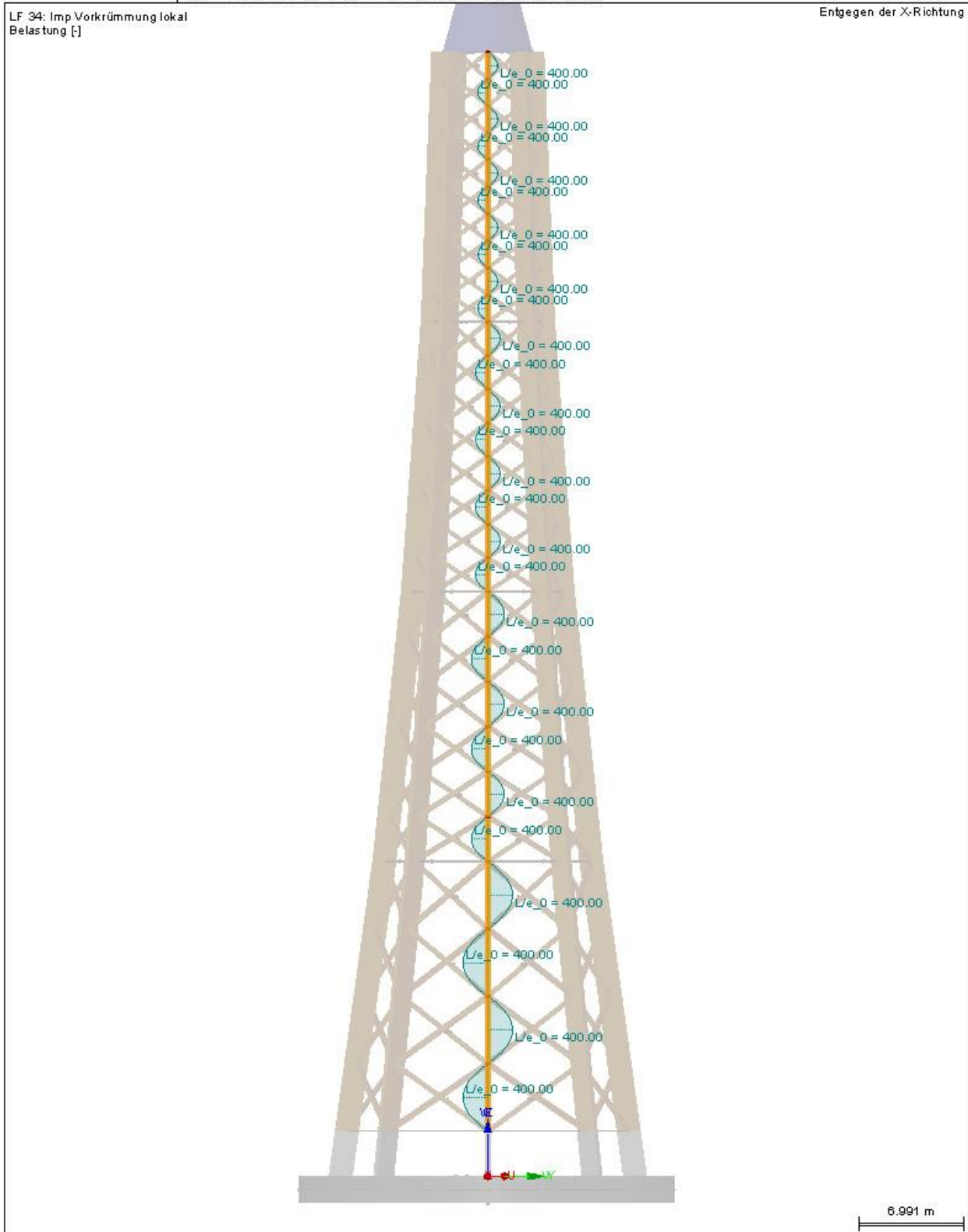


Abb. Anhang C-20: Lokale Imperfektionen der Eckstiele (Ausdrucksprotokoll RFEM)

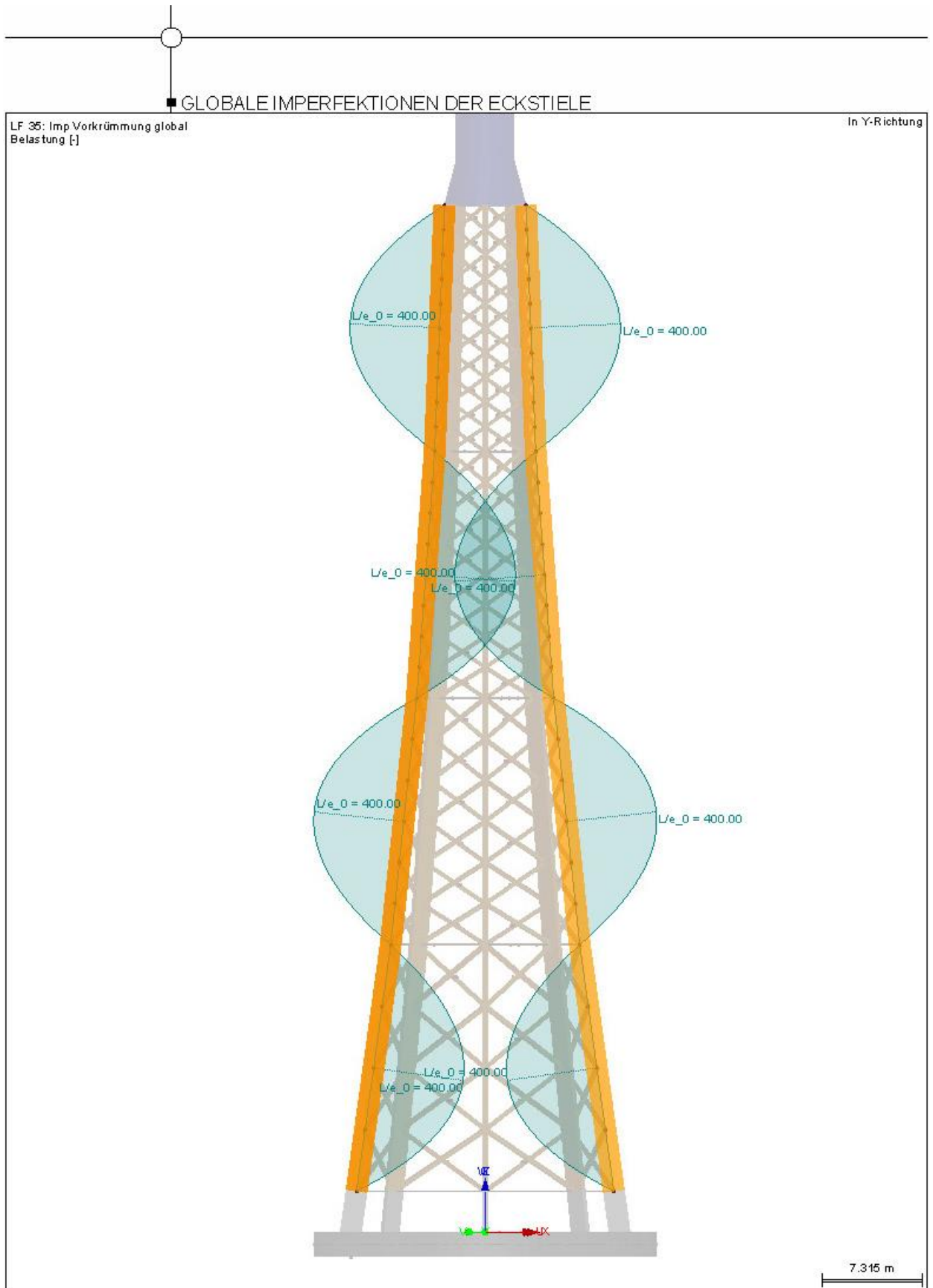


Abb. Anhang C-21: Globale Imperfektionen der Eckstiele (Ausdrucksprotokoll RFEM)

LOKALE IMPERFEKTIONEN DER AUSFACHUNG

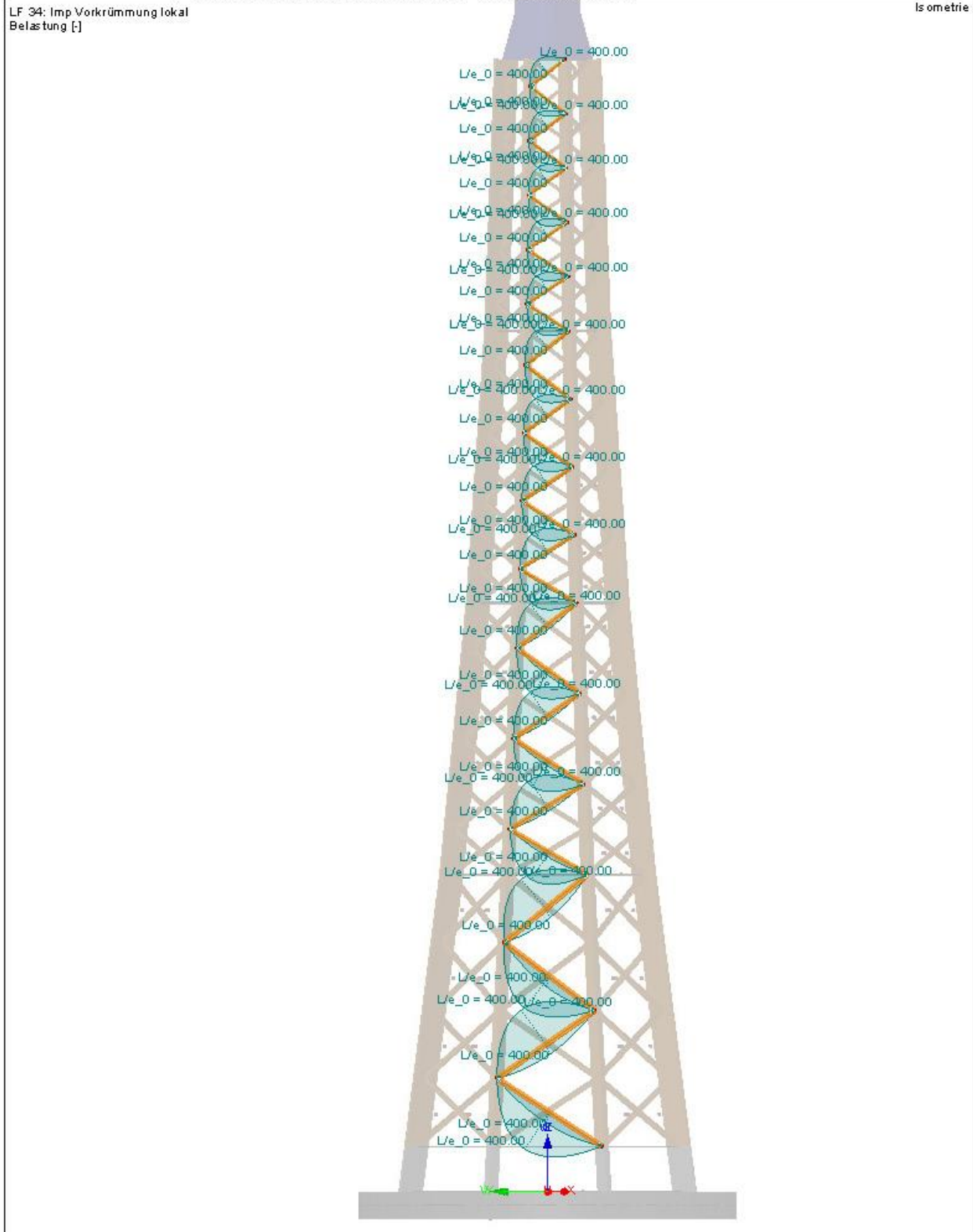


Abb. Anhang C-22: Lokale Imperfektionen der Ausfachung (Ausdrucksprotokoll RFEM)

■ LASTEN AM TURMKOPF (EXEMPLARISCH)

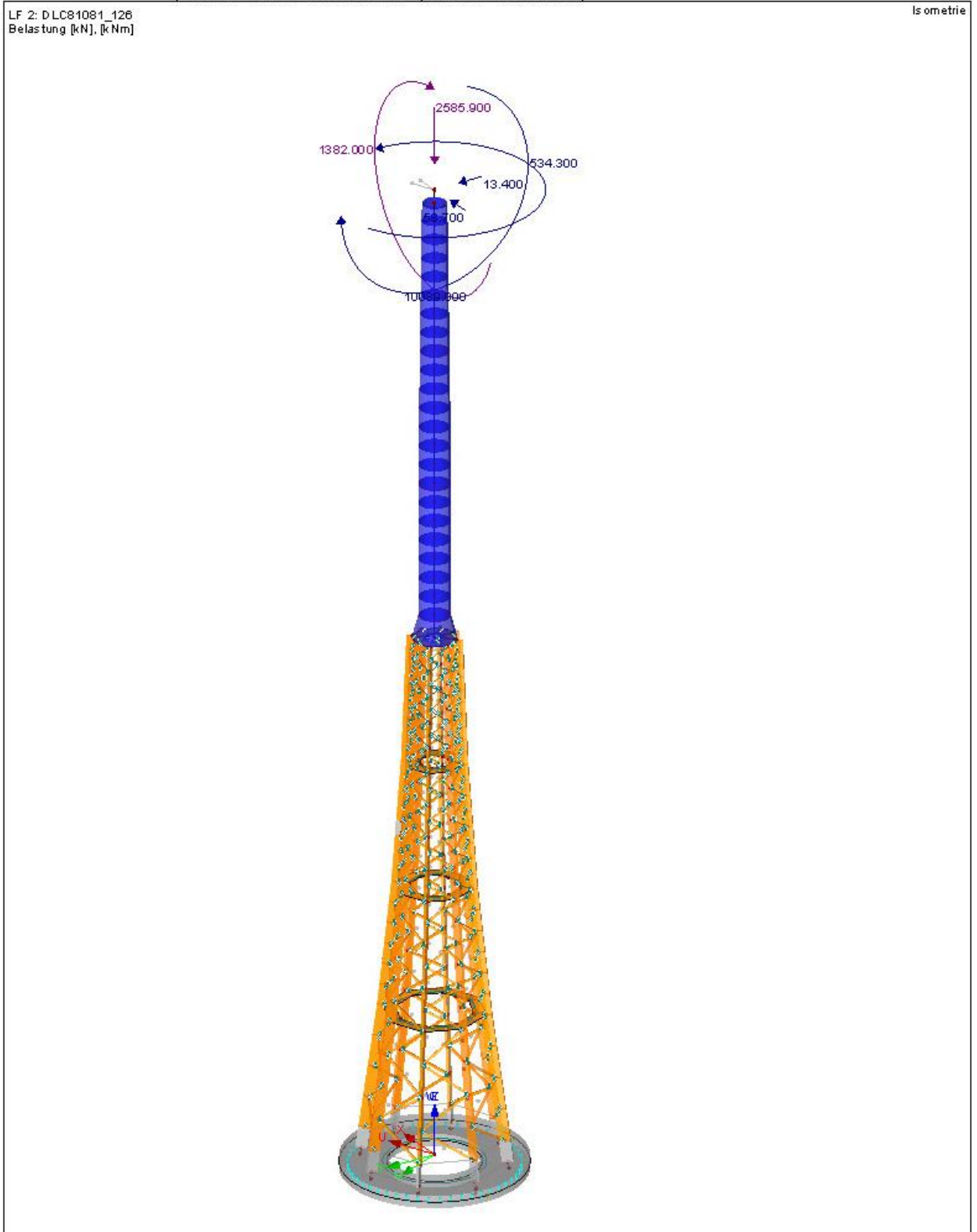


Abb. Anhang C-23: Lasten am Turmkopf (Ausdrucksprotokoll RFEM)

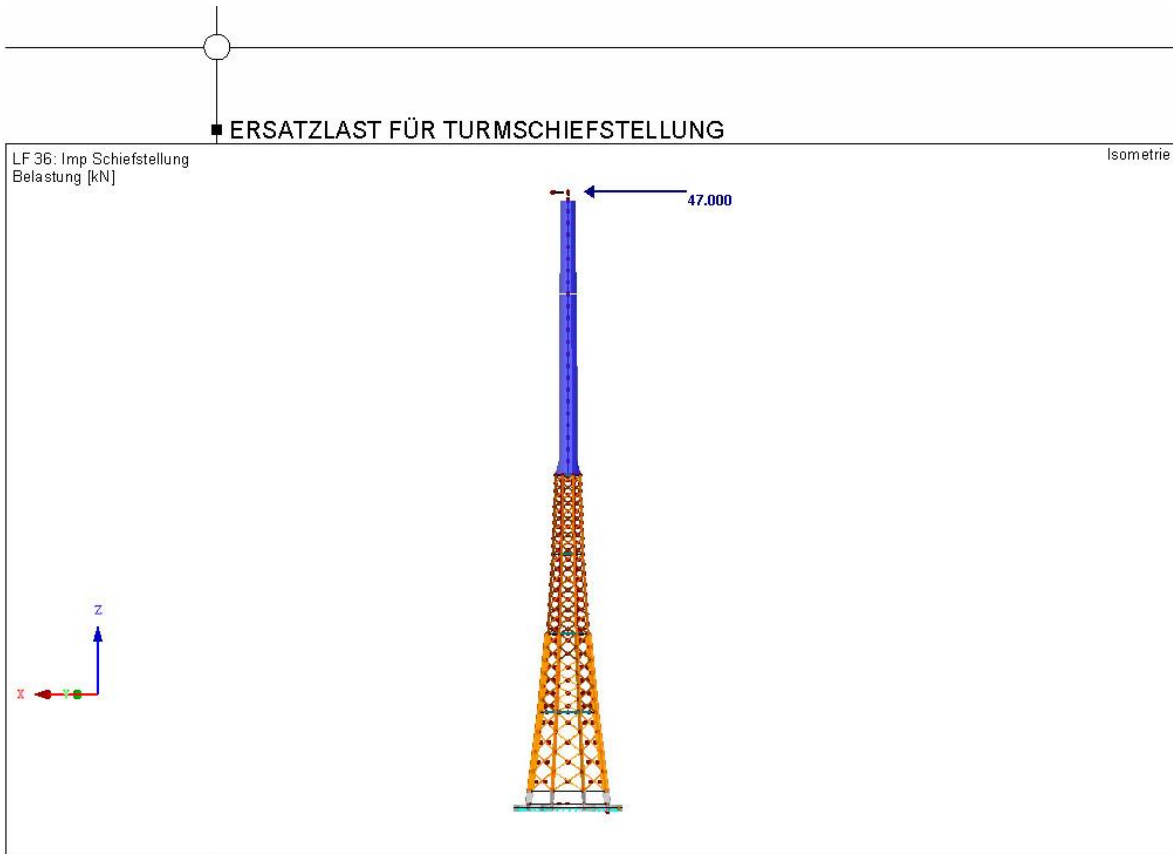


Abb. Anhang C-24: Ersatzlast Turmschiefstellung (Ausdrucksprotokoll RFEM)

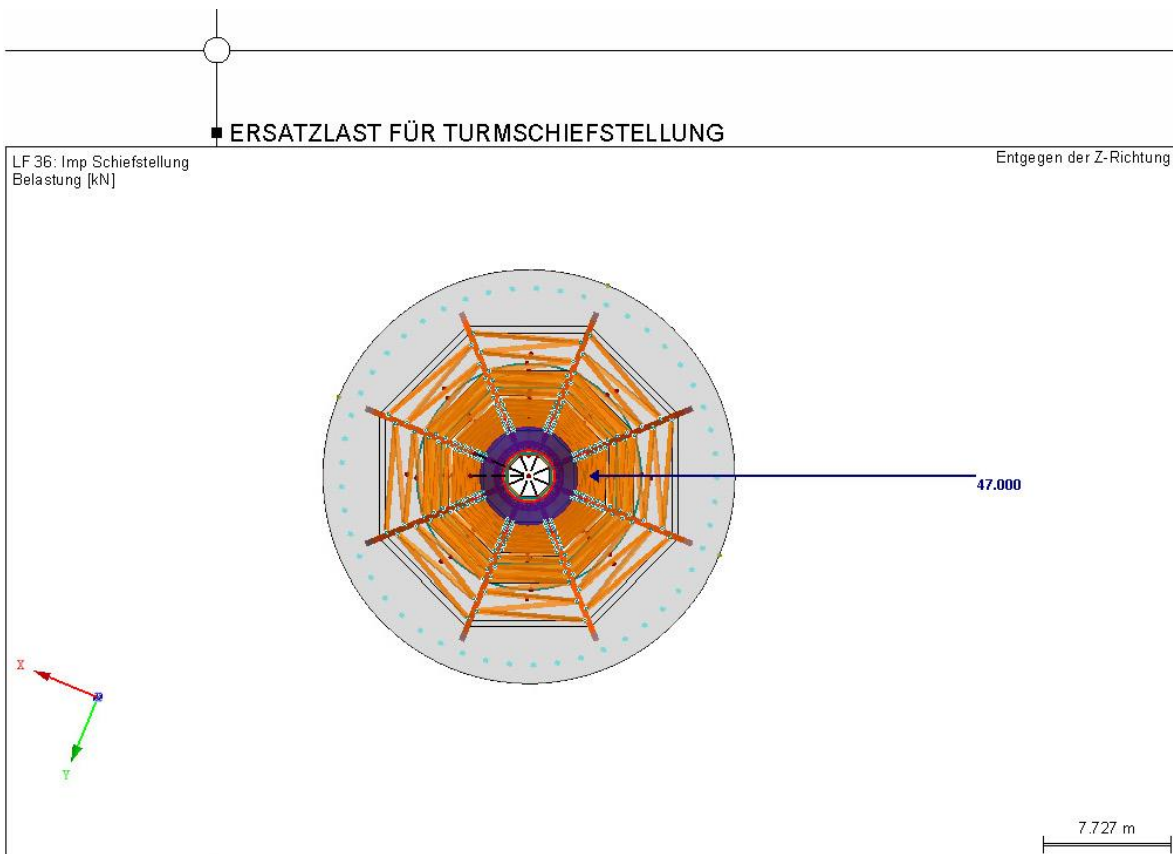


Abb. Anhang C-25: Ersatzlast Turmschiefstellung, Draufsicht (Ausdrucksprotokoll RFEM)

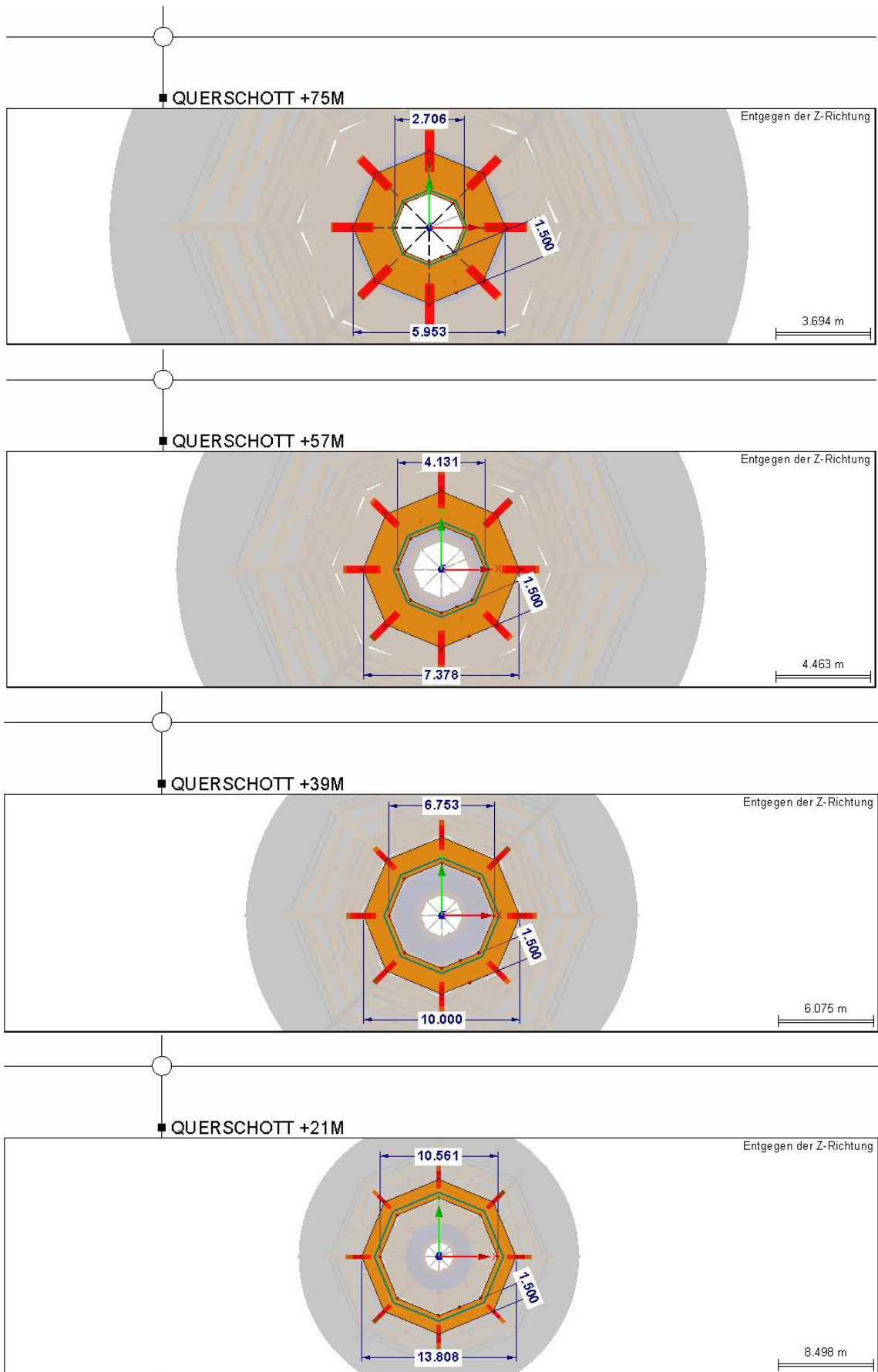
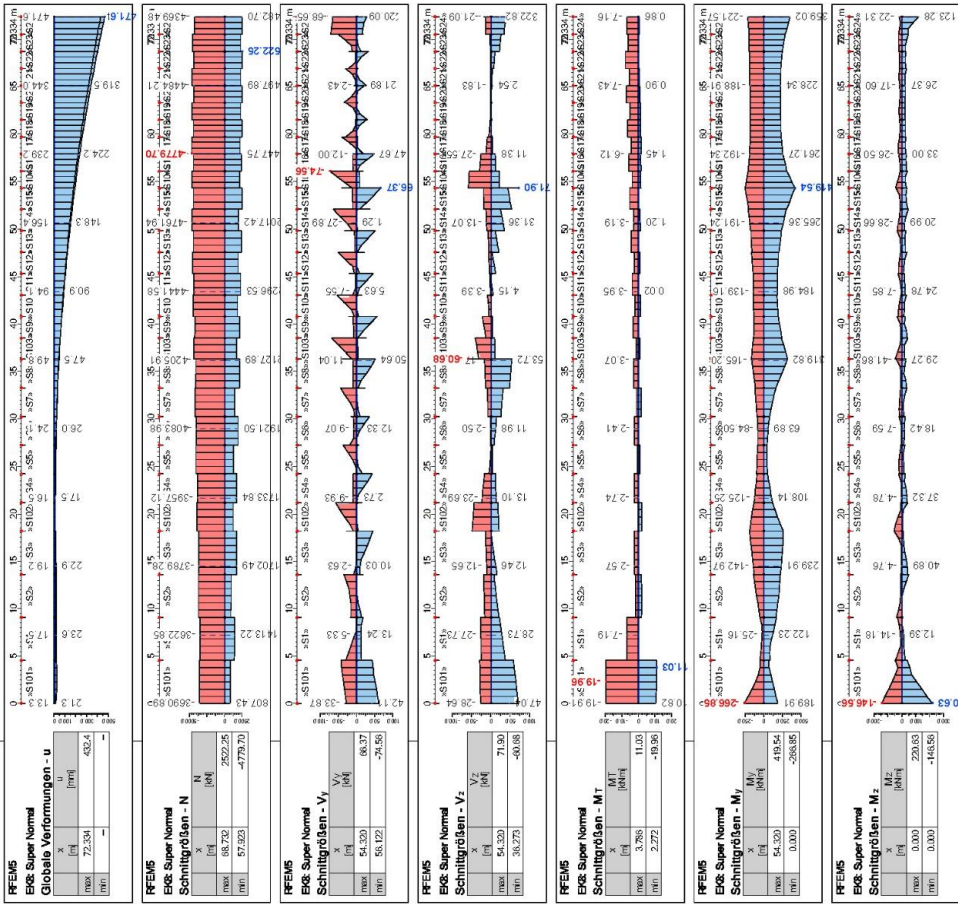


Abb. Anhang C-26: Geometrie der Querschotte (Ausdrucksprotokoll RFEM)

■ ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 1 (STARRE AUSFACHUNG)



■ ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 1 (GELENKIGE AUSFACHUNG)

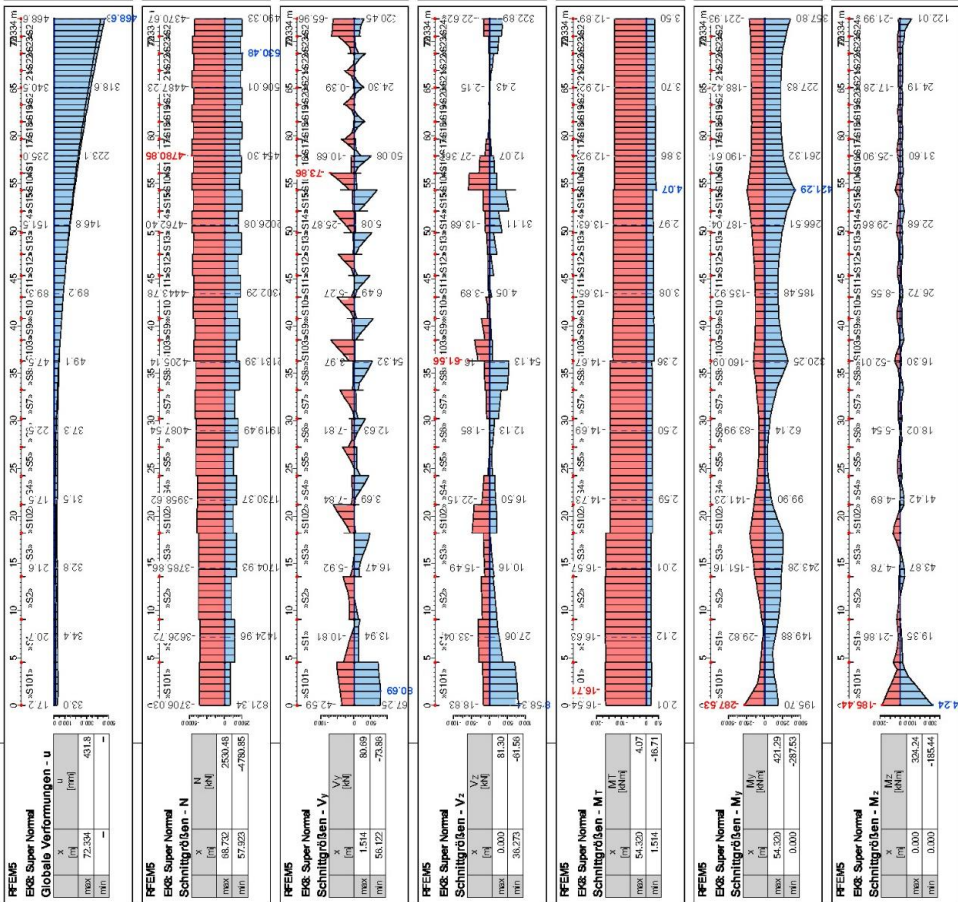


Abb. Anhang C-27: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 1 (starre Ausfachung)

Abb. Anhang C-28: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 1 (gelenkige Ausfachung)

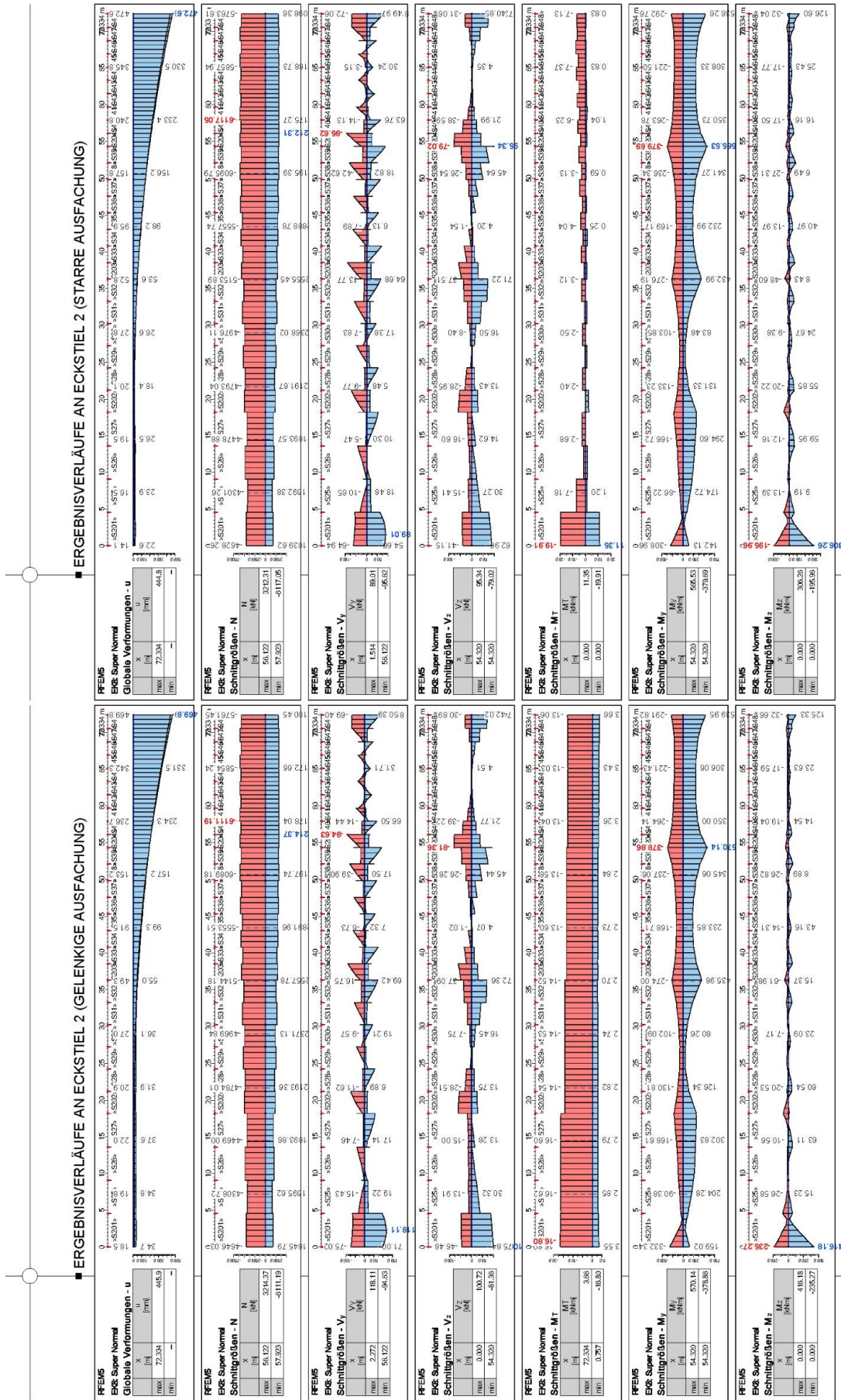
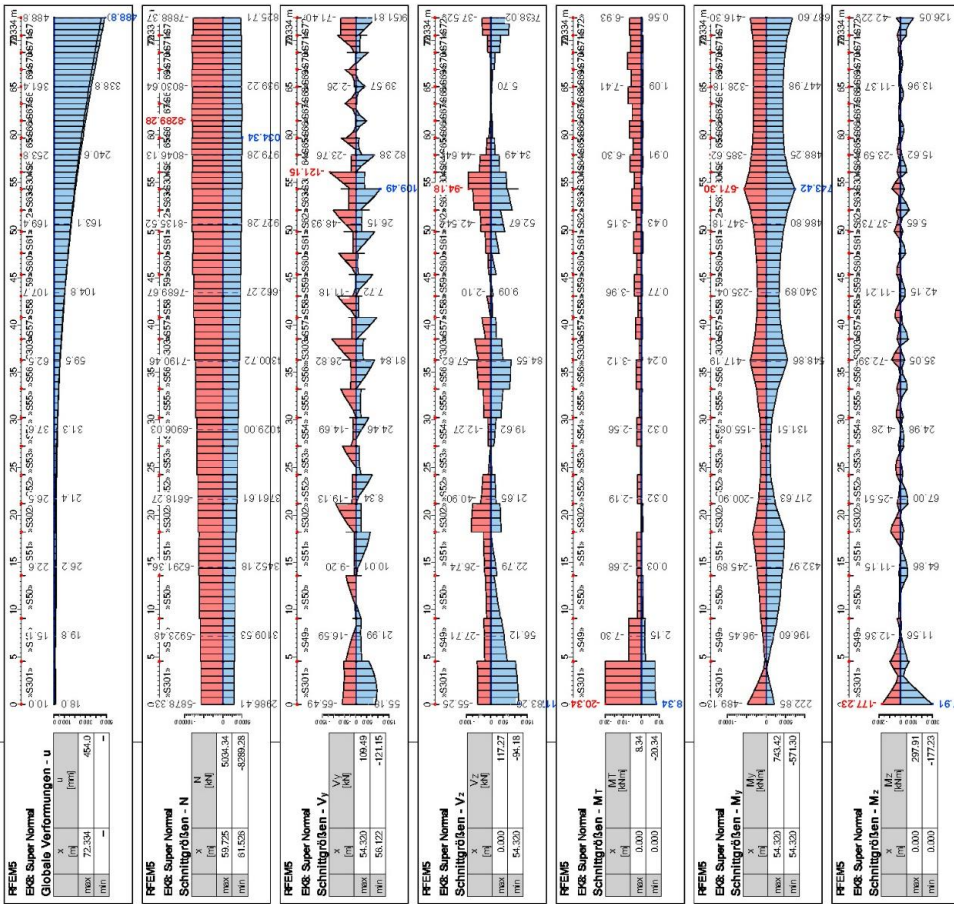


Abb. Anhang C-29: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 2 (starre Ausfachung)

Abb. Anhang C-30: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 2 (gelenkige Ausfachung)

■ ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 3 (STARRE AUSFACHUNG)



■ ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 3 (GELENKIGE AUSFACHUNG)

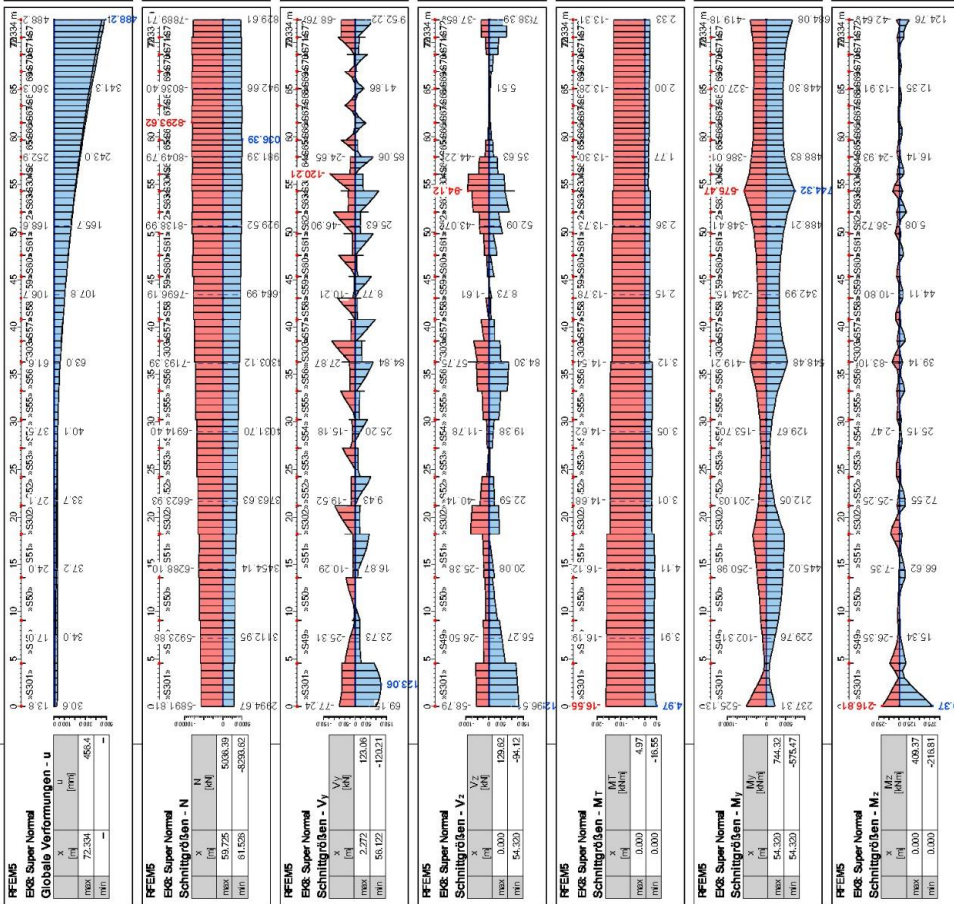
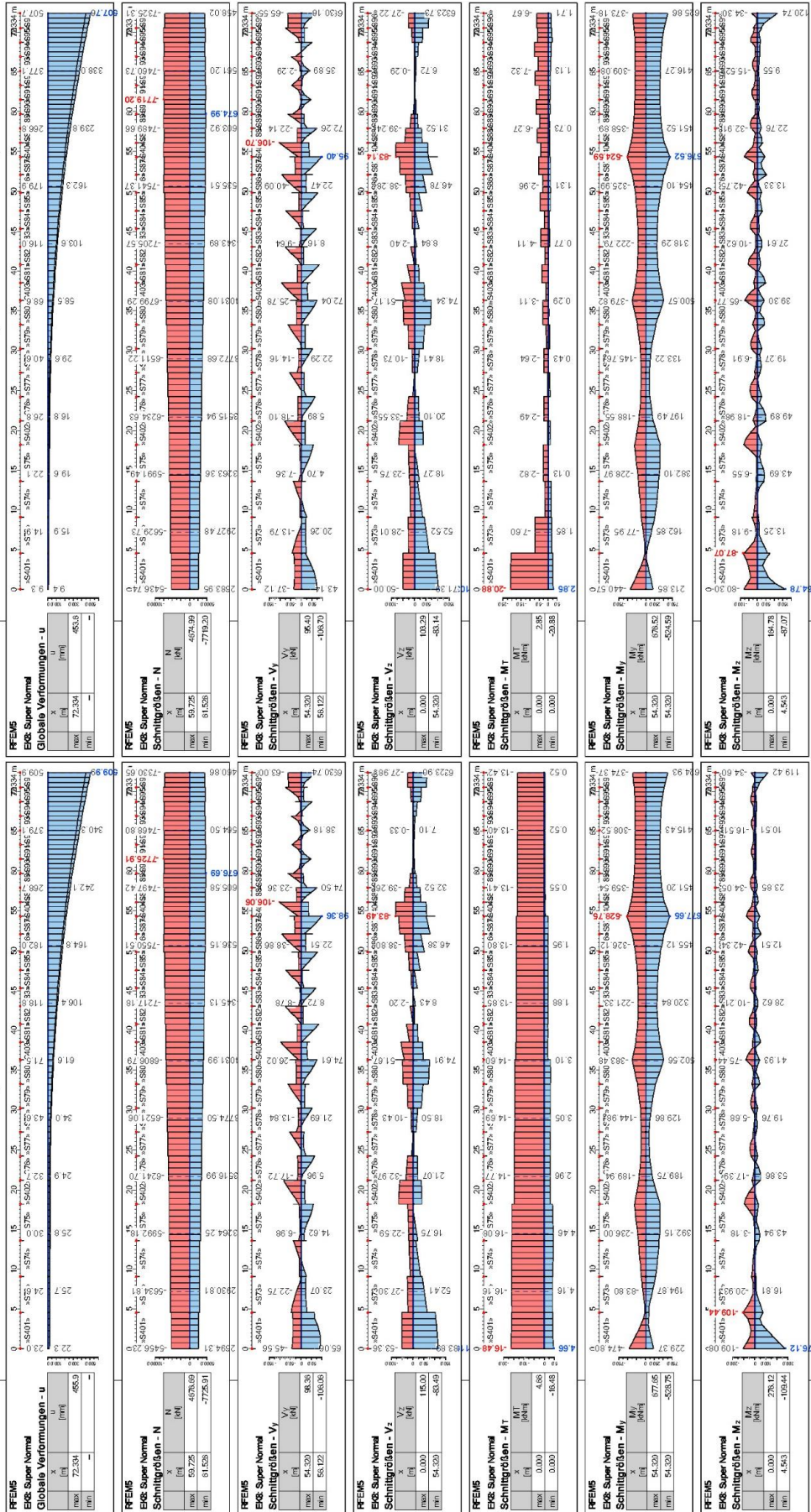


Abb. Anhang C-31: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 3 (starre Ausfachung)

Abb. Anhang C-32: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 3 (gelenkige Ausfachung)

ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 4 (STARRE AUSFACHUNG)



ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 4 (GELENKIGE AUSFACHUNG)

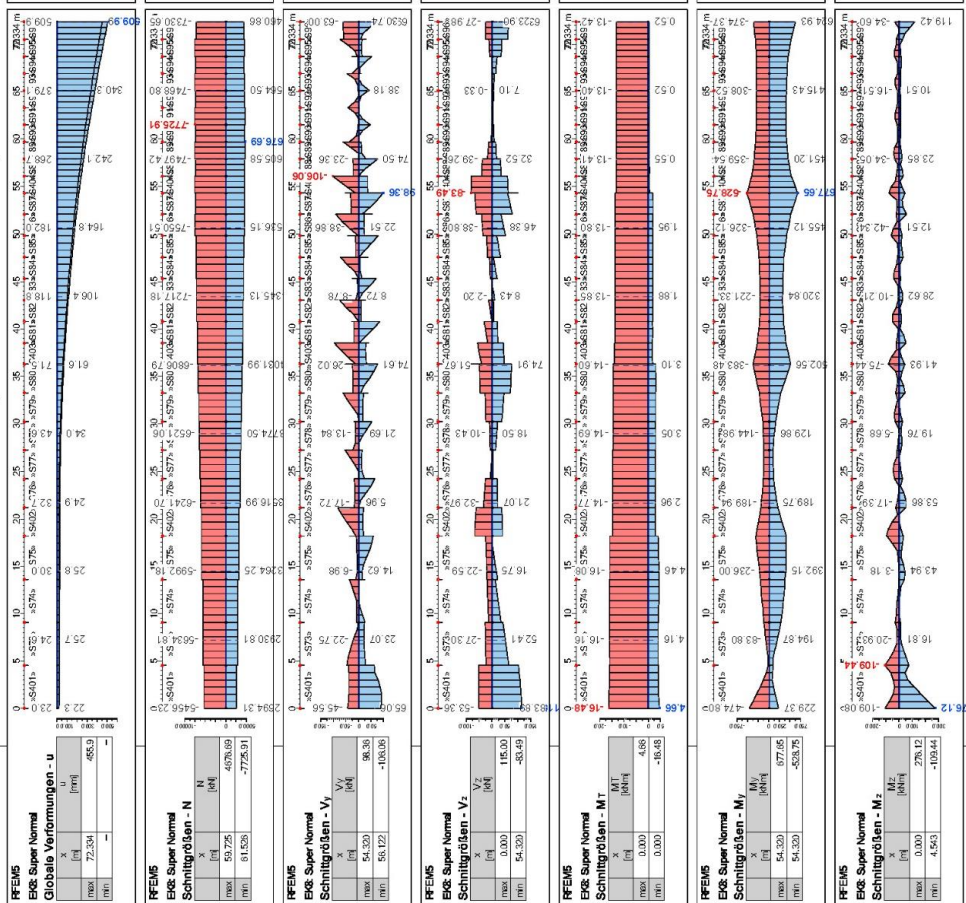


Abb. Anhang C-33: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 4 (starre Ausfachung)

Abb. Anhang C-34: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 4 (gelenkige Ausfachung)

■ ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 5 (STARRE AUSFACHUNG)

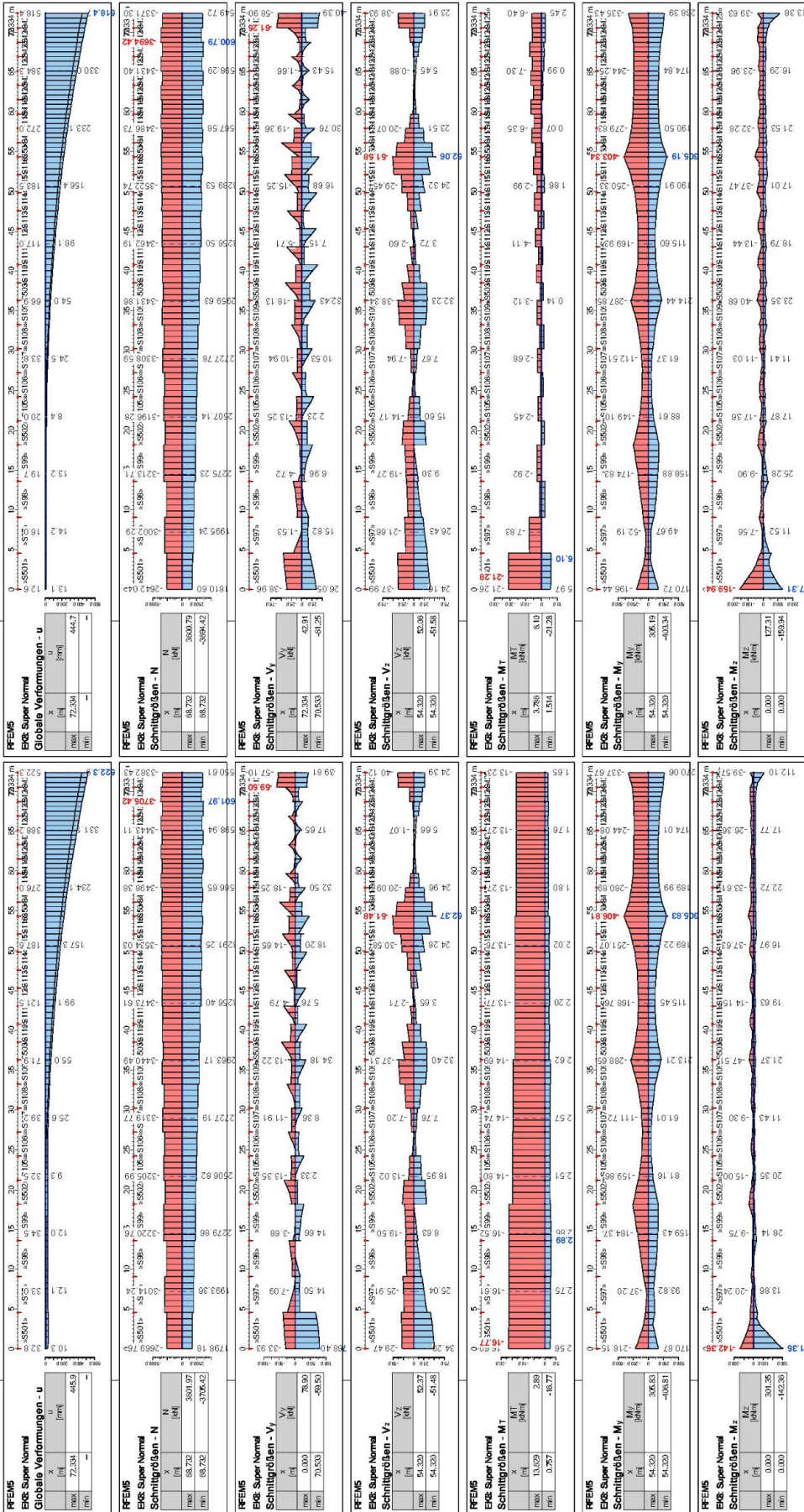


Abb. Anhang C-35: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 5 (starre Ausfachsung)

Abb. Anhang C-36: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 5 (gelenkige Ausfachsung)

■ ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 6 (STARRE AUSFACHUNG)

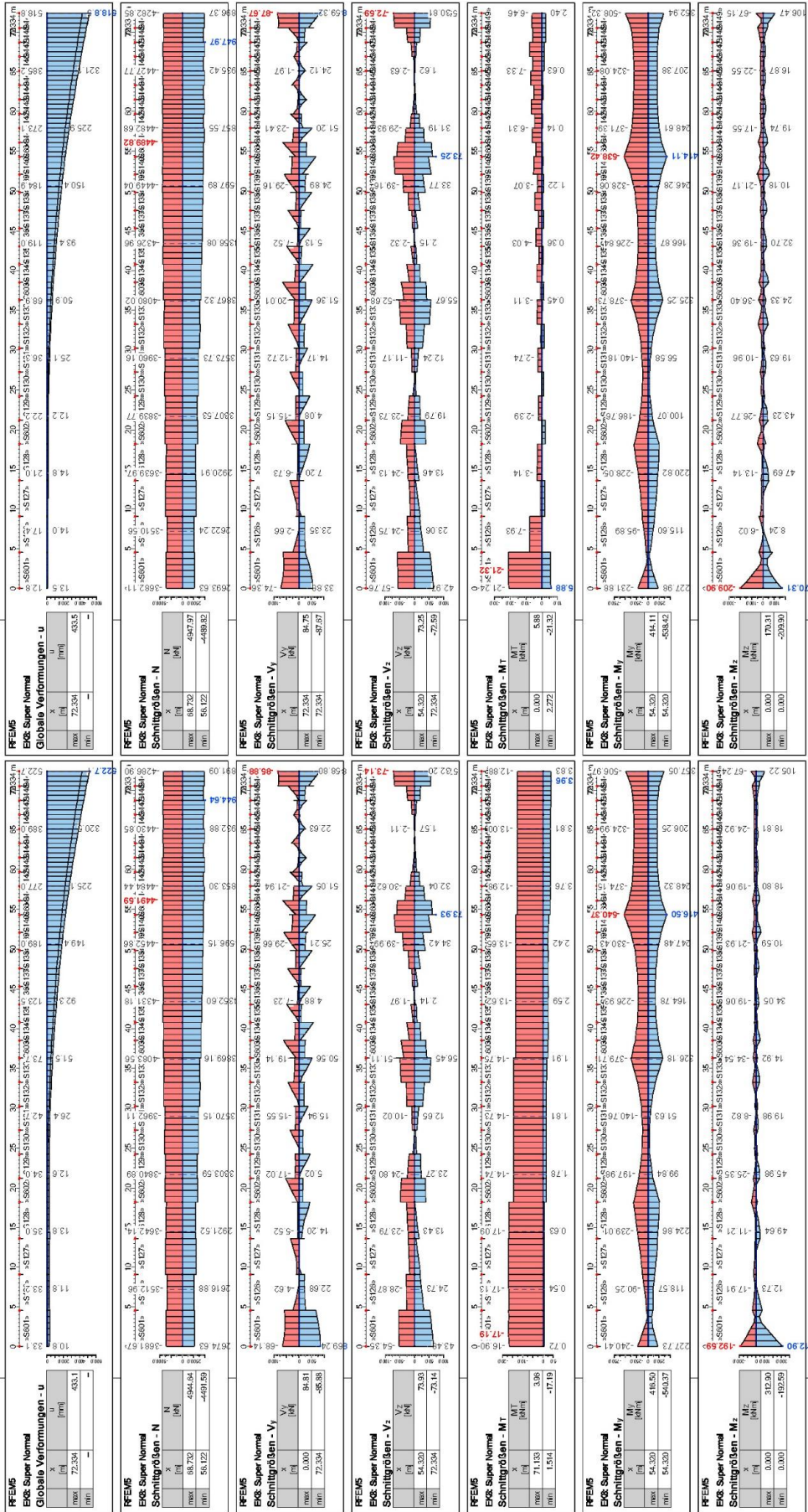


Abb. Anhang C-37: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 6 (starre Ausfachung)

Abb. Anhang C-38: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 6 (gelenkige Ausfachung)

■ ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 7 (GELENKIGE AUSFACHUNG)

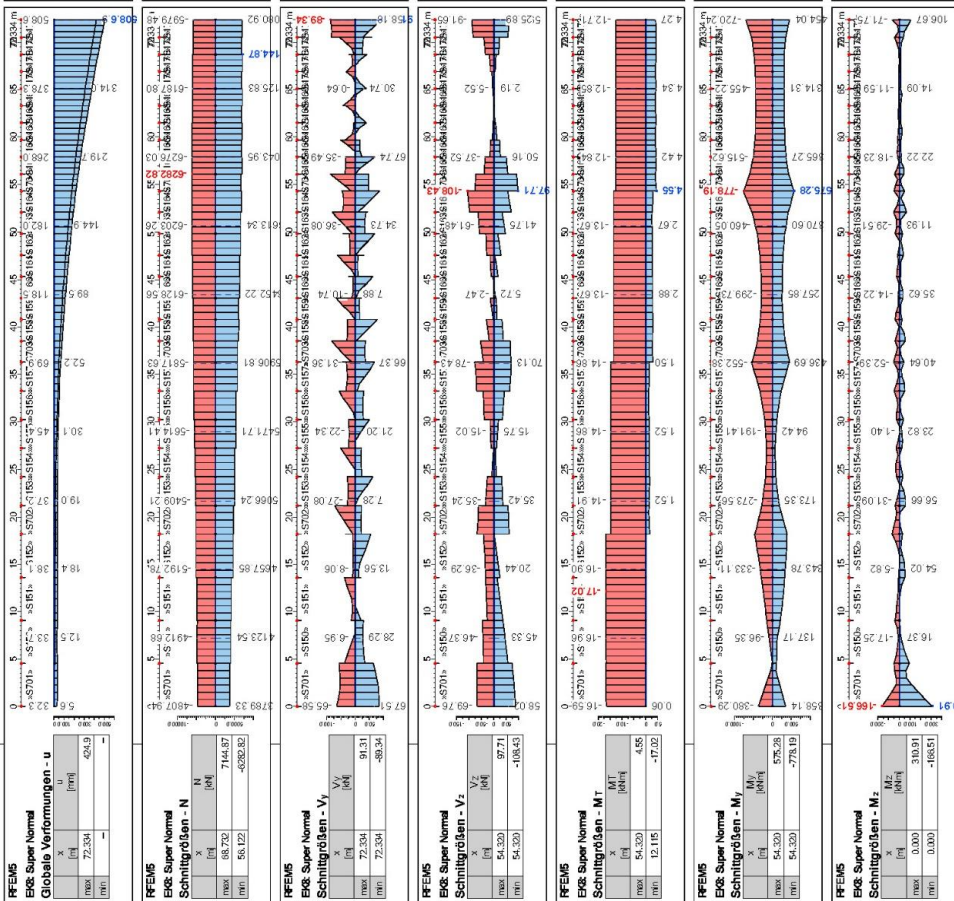


Abb. Anhang C-40: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 7 (gelenkige Ausfachung)

■ ERGEBNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 7 (STARRE AUSFACHUNG)

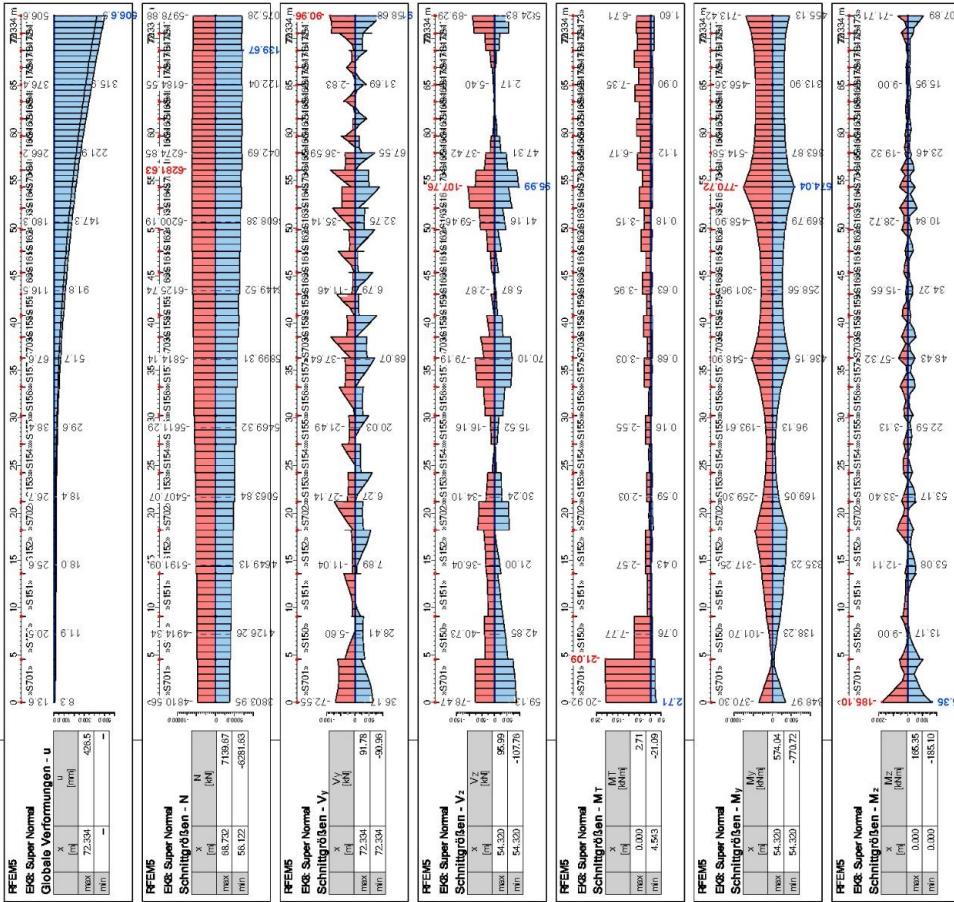


Abb. Anhang C-39: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 7 (starre Ausfachung)

ERGESNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 8 (STARRE AUSFACHUNG)

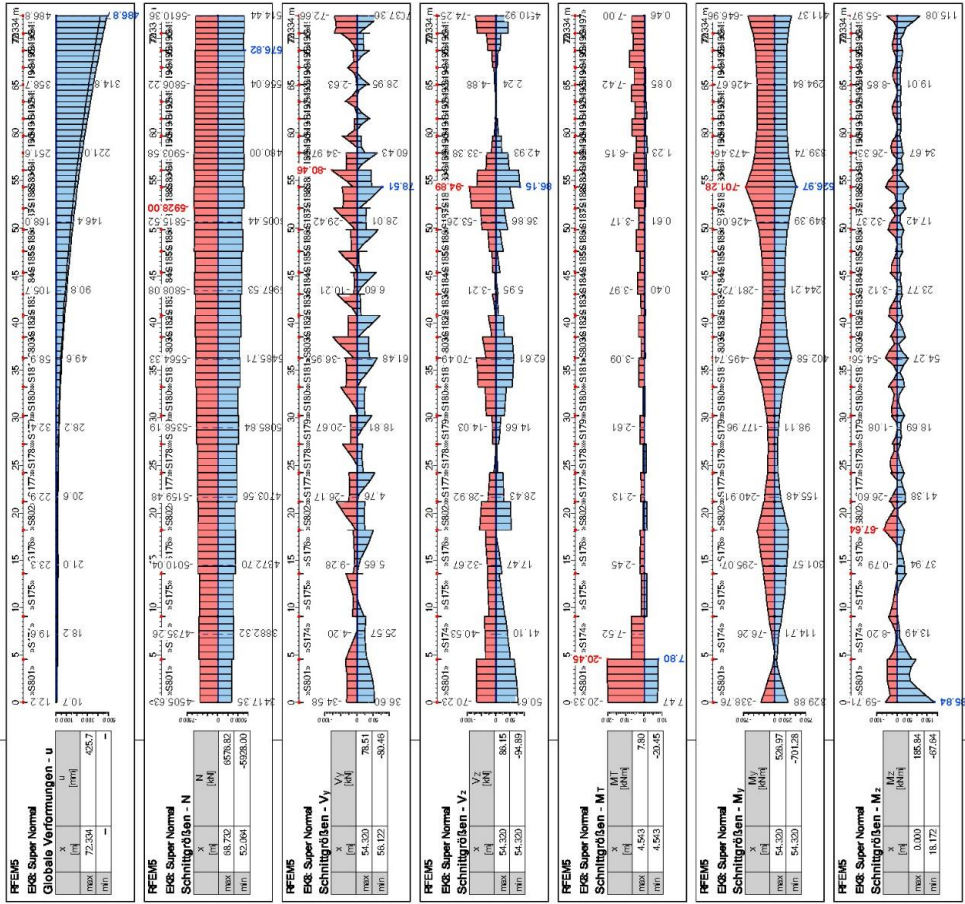


Abb. Anhang C-41: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 8 (starre Ausfachsung)

ERGESNISVERLÄUFE AN ECKSTIEL 8 (GELENKIGE AUSFACHUNG)

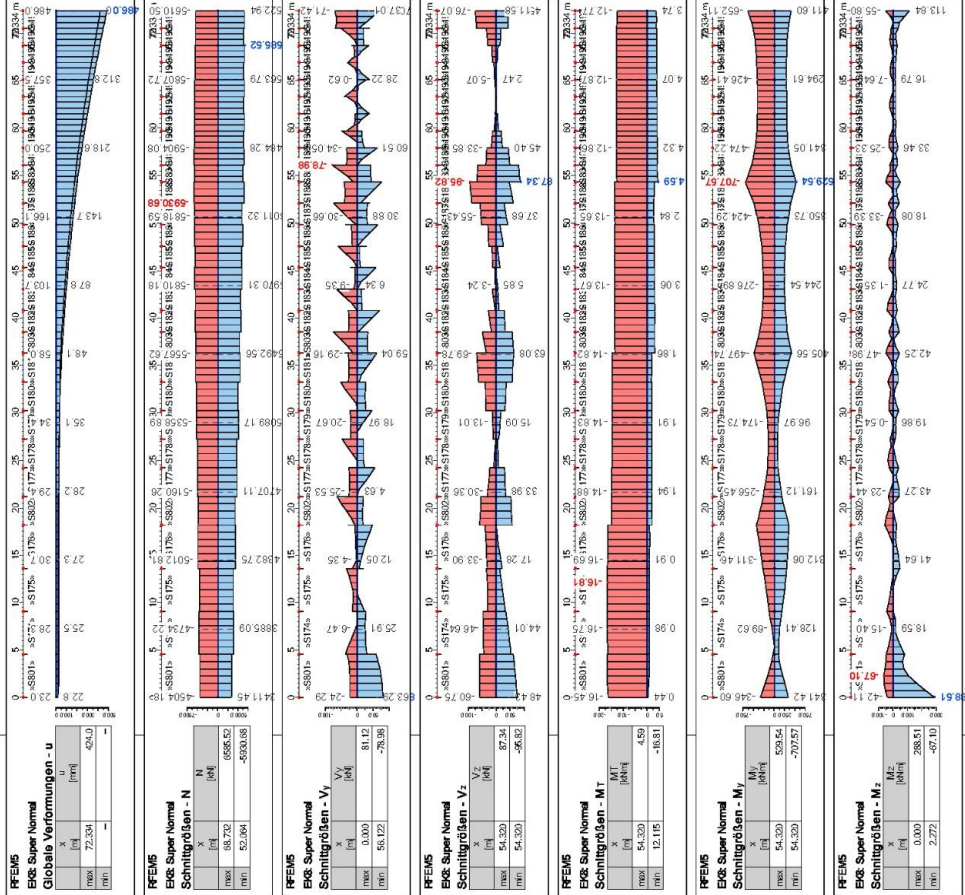


Abb. Anhang C-42: Schnittkraftverläufe an Eckstiel 8 (gelenkige Ausfachsung)

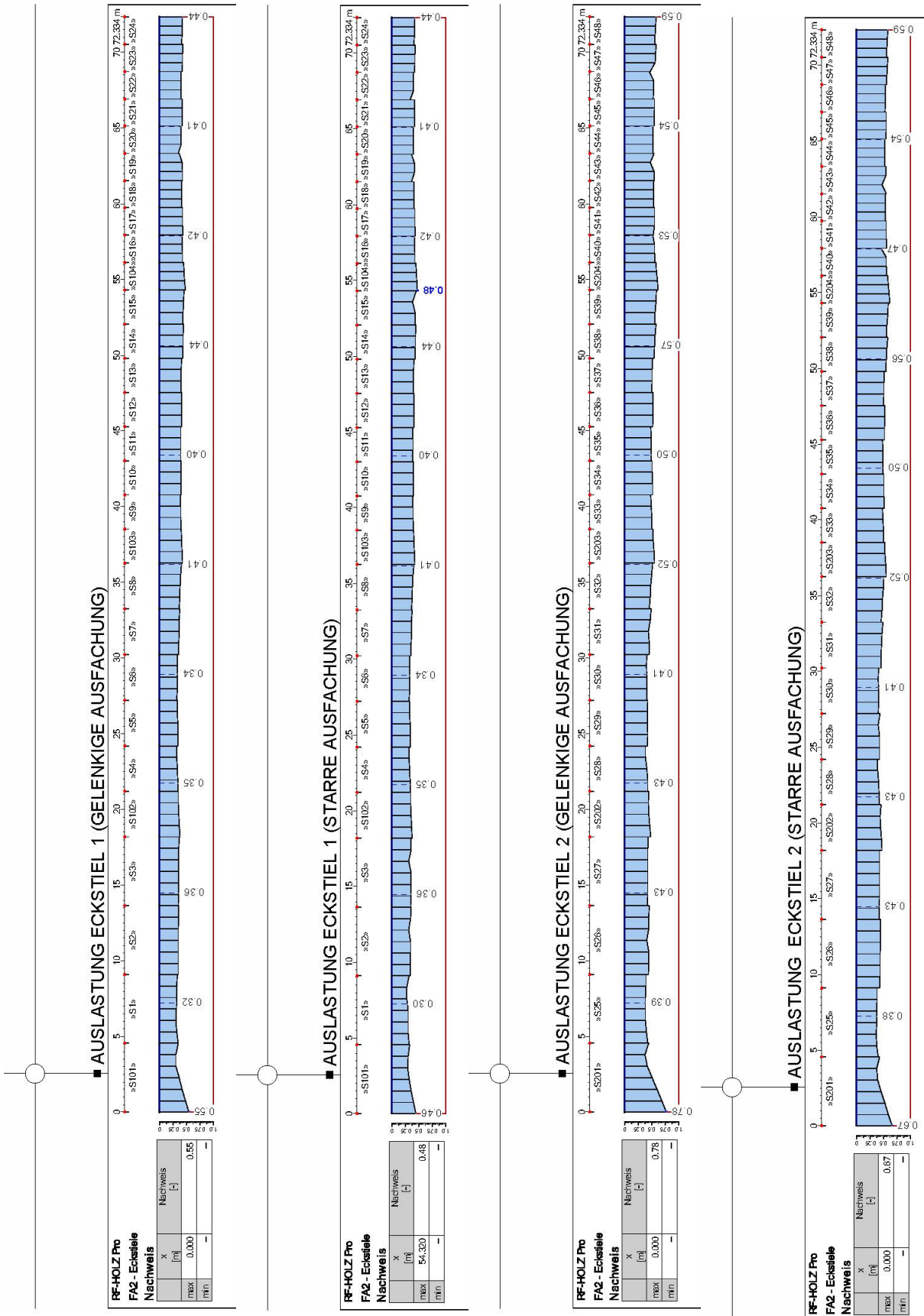


Abb. Anhang C-43: Auslastungen Eckstiele 1 und 2 (gelenkige / starre Ausfachung)

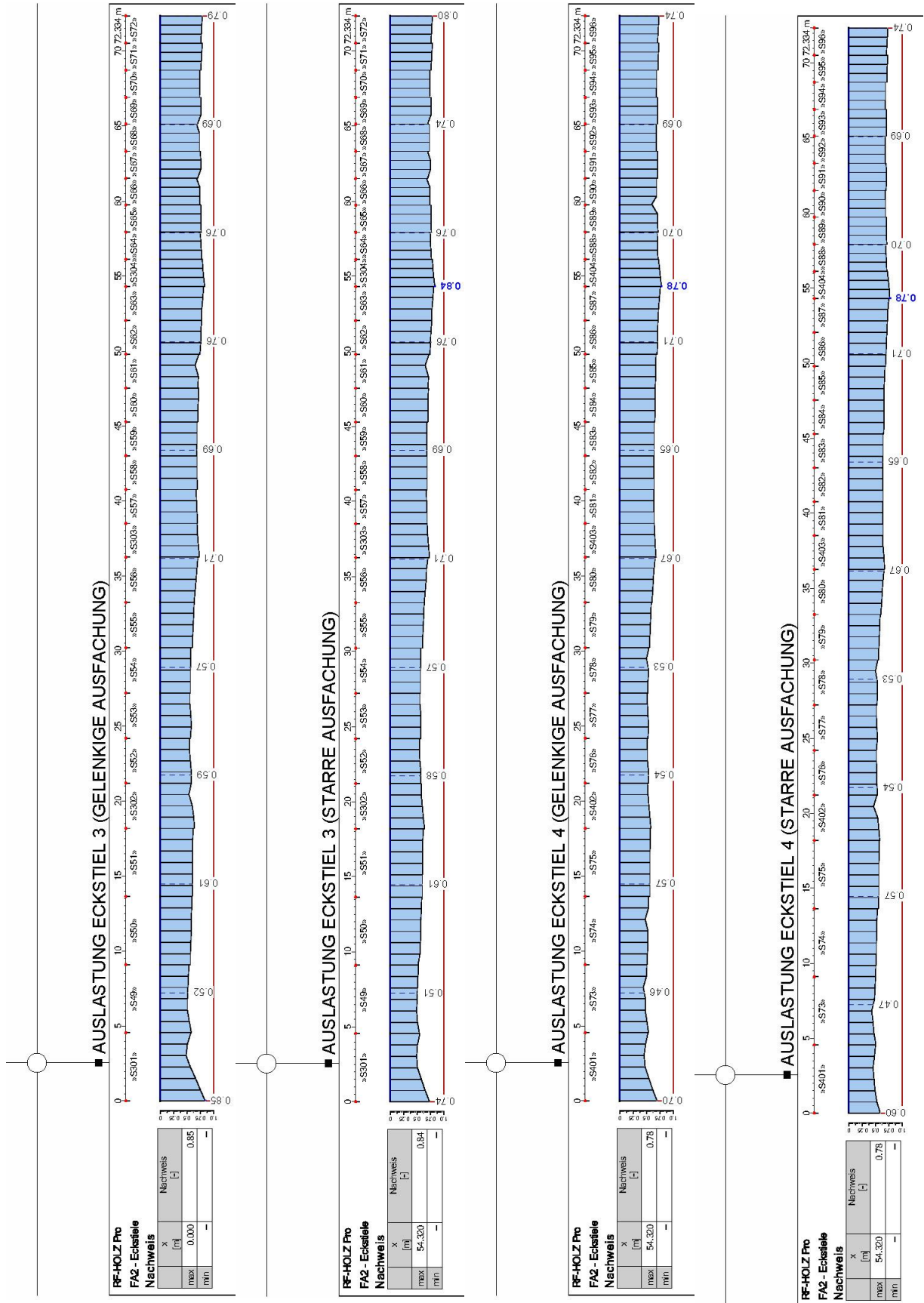
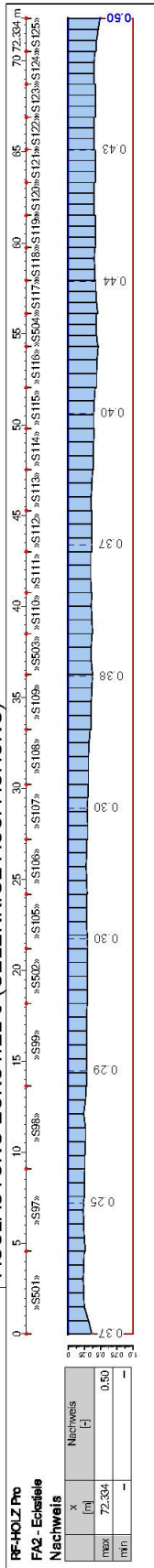
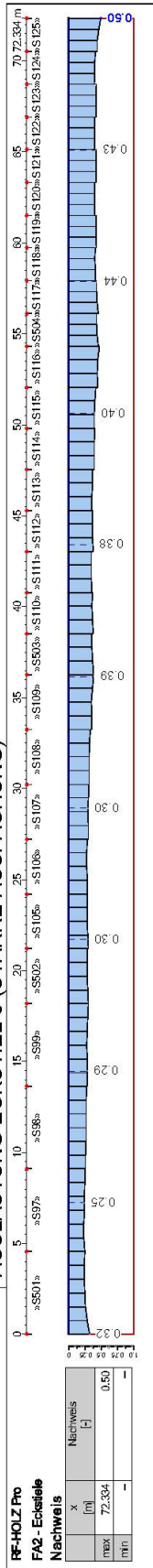


Abb. Anhang C-44: Auslastungen Eckstiele 3 und 4 (gelenkige / starre Ausfachung)

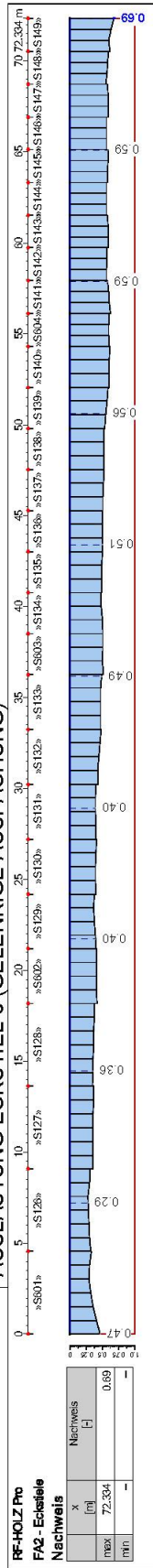
AUSLASTUNG ECKSTIEL 5 (GELENKIGE AUSFACHUNG)



AUSLASTUNG ECKSTIEL 5 (STARRE AUSFACHUNG)



AUSLASTUNG ECKSTIEL 6 (GELENKIGE AUSFACHUNG)



AUSLASTUNG ECKSTIEL 6 (STARRE AUSFACHUNG)

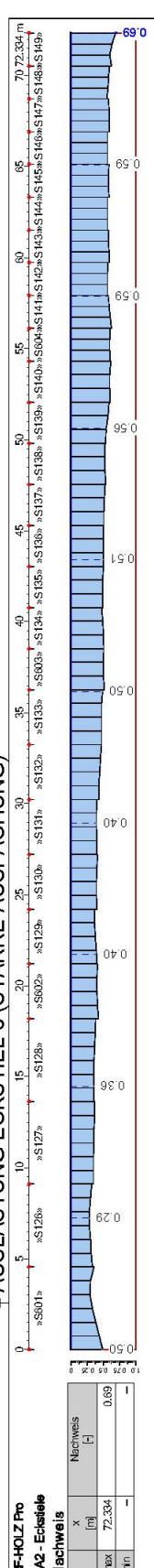


Abb. Anhang C-45: Auslastungen Eckstiele 5 und 6 (gelenkige / starre Ausfachung)

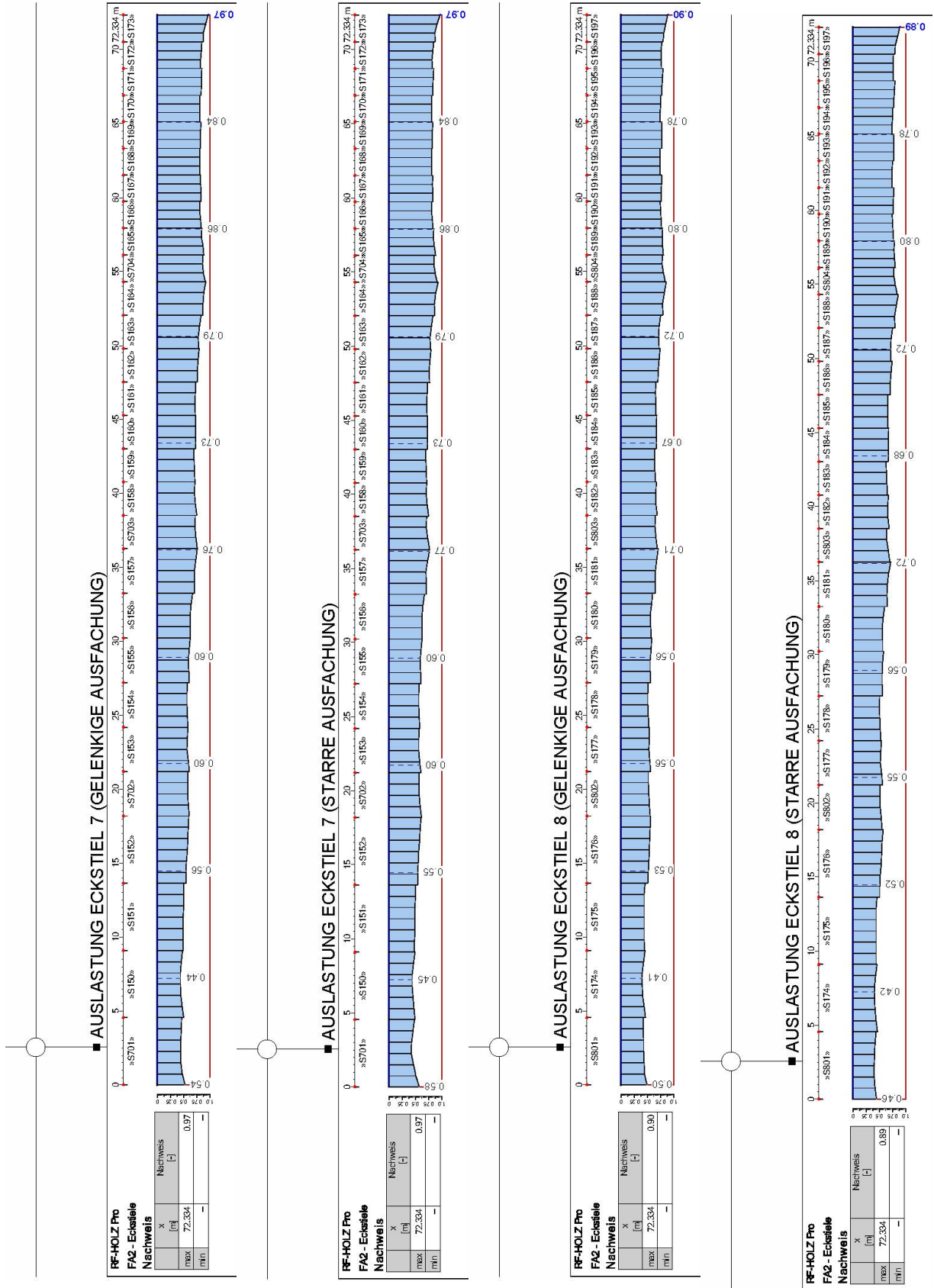


Abb. Anhang C-46: Auslastungen Eckstiele 7 und 8 (gelenkige / starre Ausfachung)

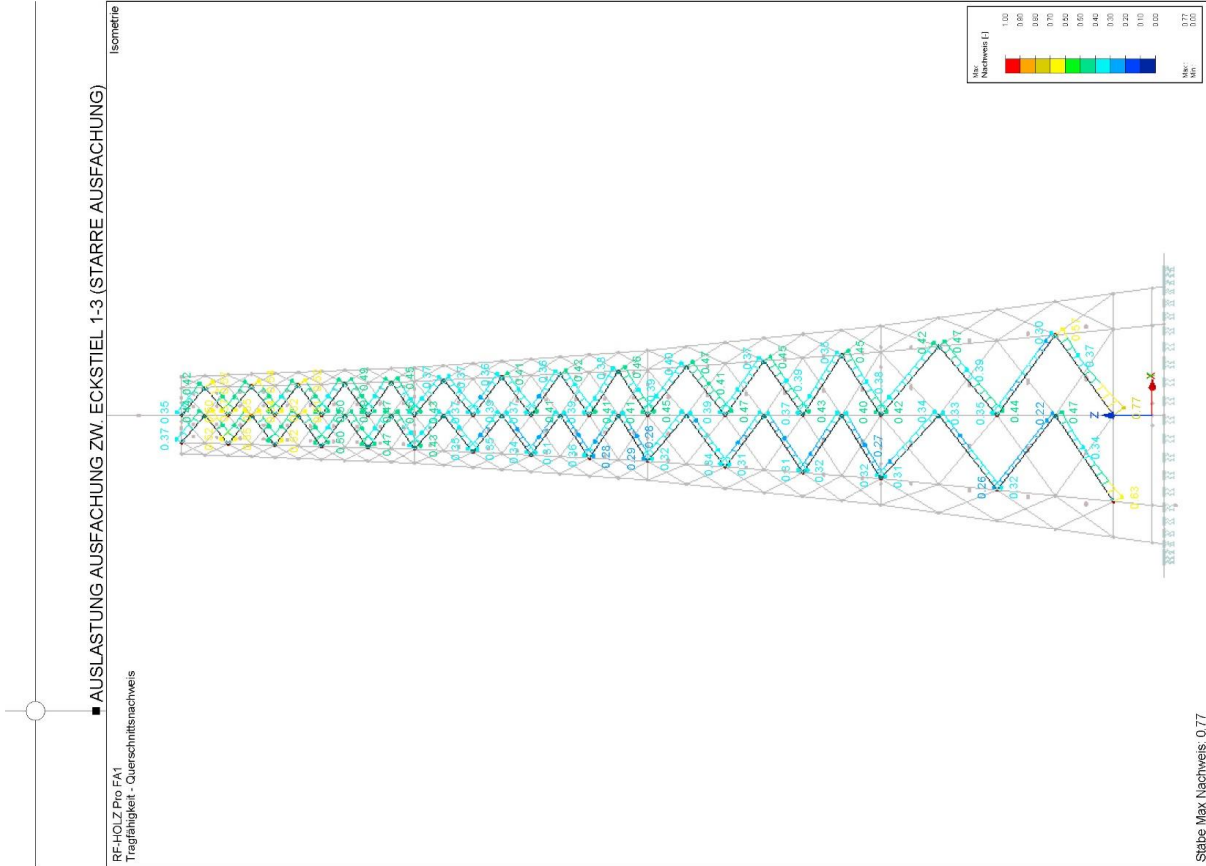


Abb. Anhang C-47: Auslastung Ausfachungsstäbe (starre Ausfachung)

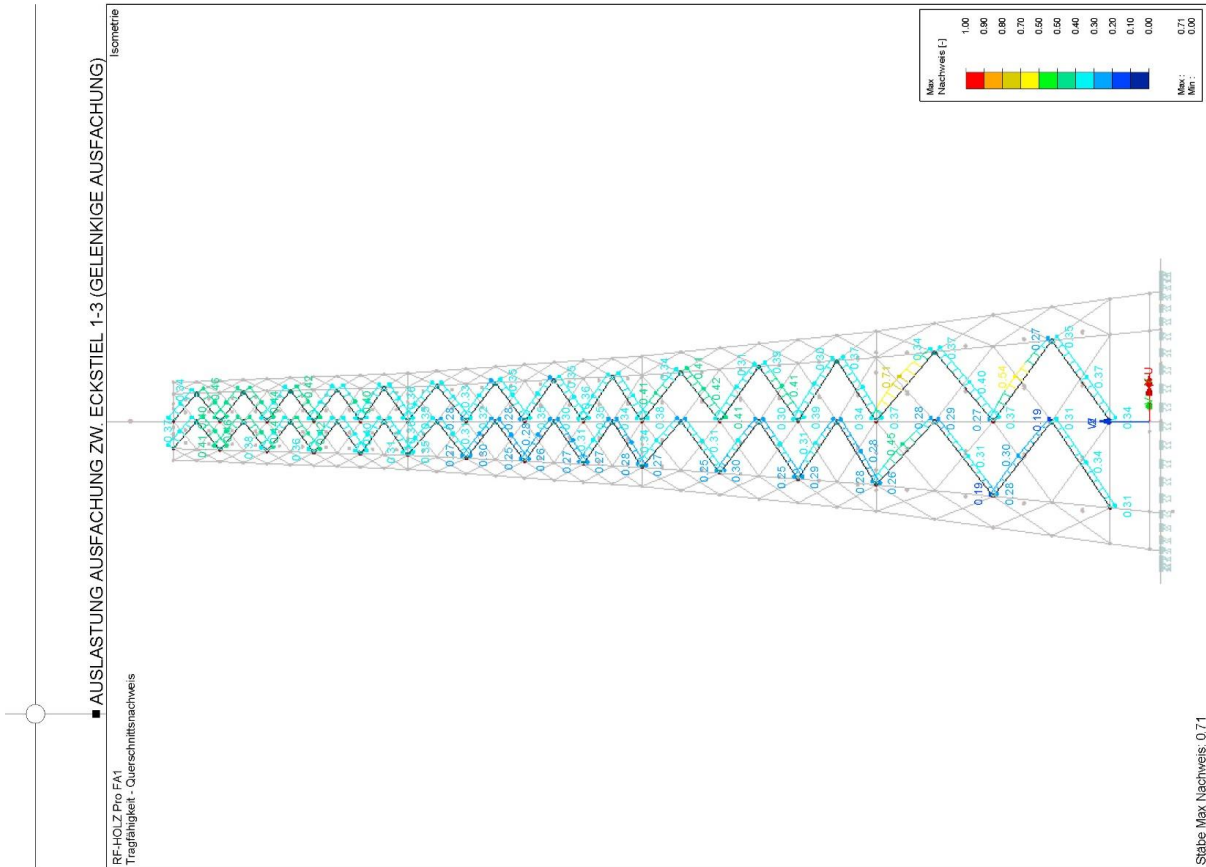


Abb. Anhang C-48: Auslastung Ausfachungsstäbe (gelenkige Ausfachung)

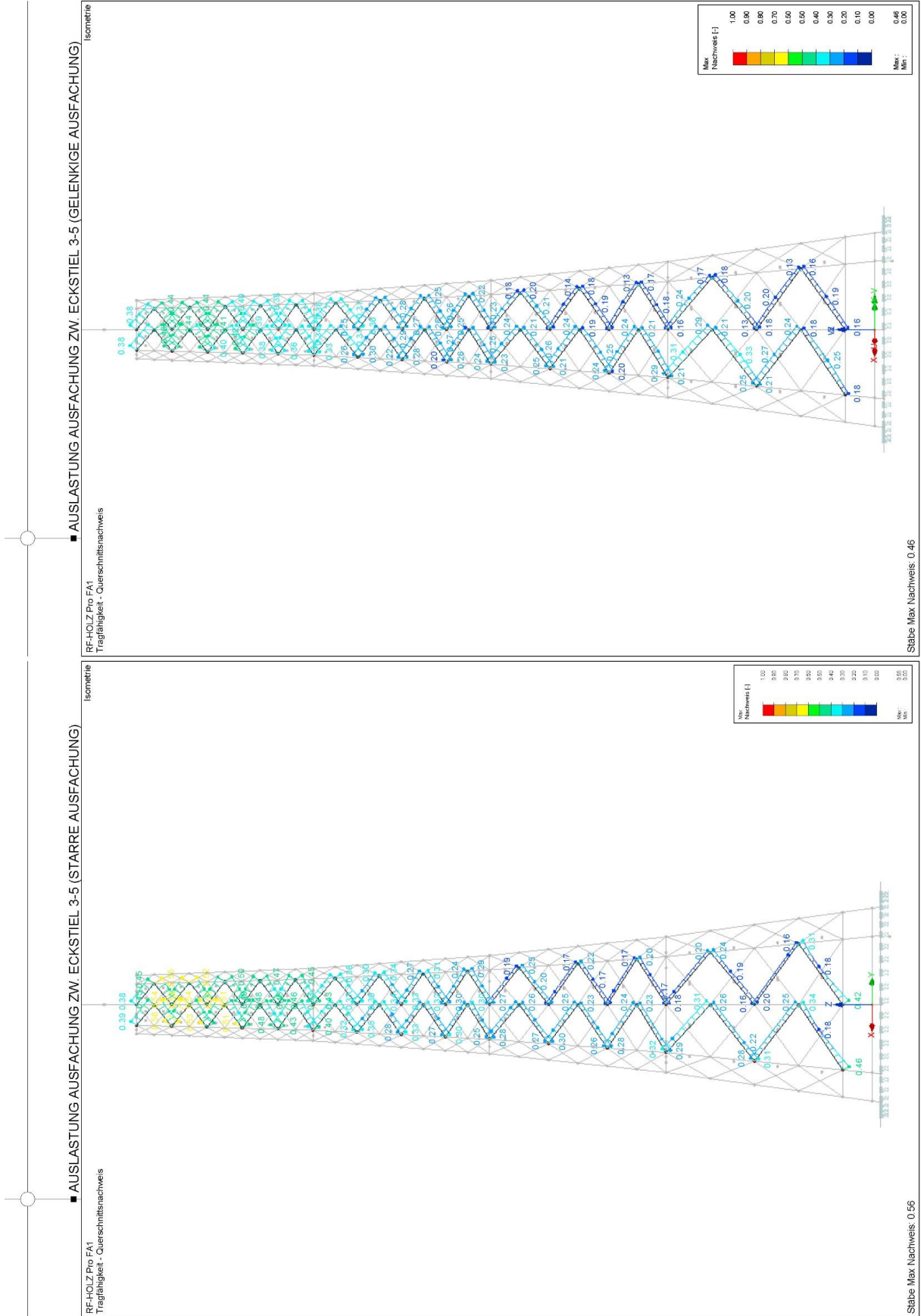


Abb. Anhang C-49: Auslastung Ausfachungsstäbe (starre Ausfachung)

Abb. Anhang C-50: Auslastung Ausfachungsstäbe (gelenkige Ausfachung)

■ AUSLASTUNG AUSFACHUNG ZW. ECKSTIEL 5-7 (STARRE AUSFACHUNG)

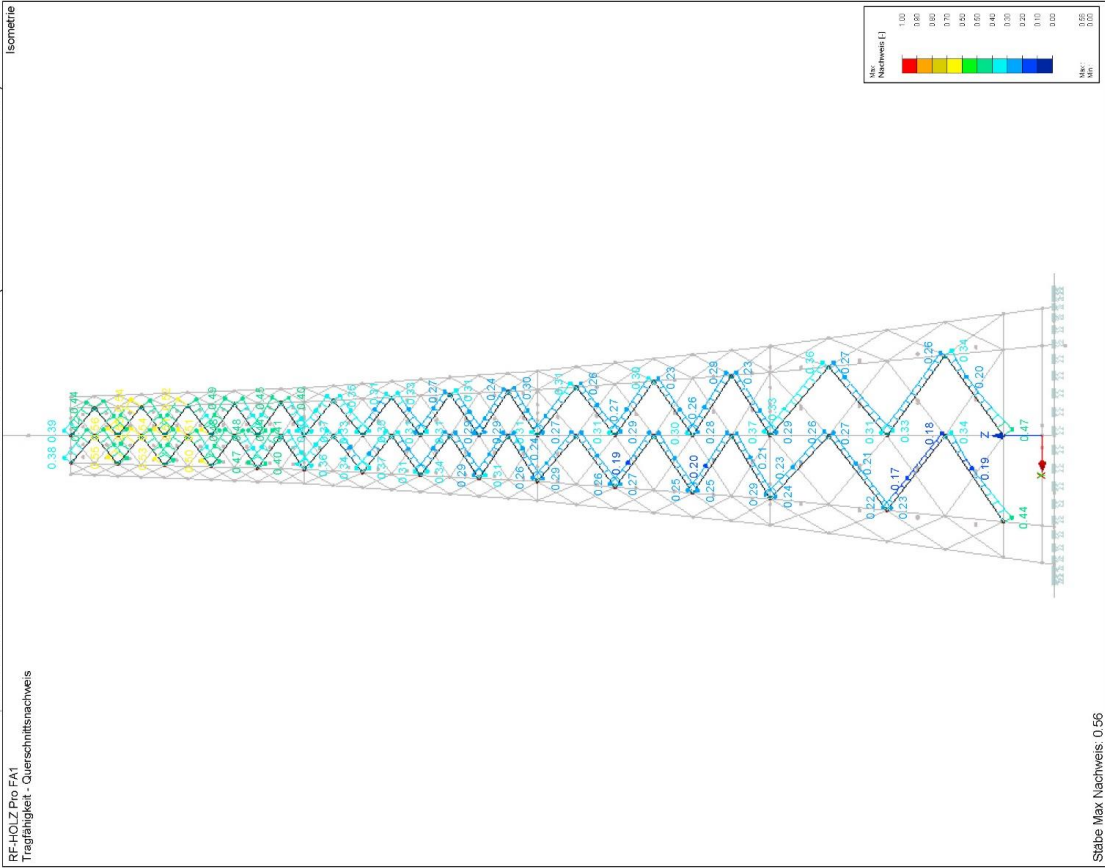


Abb. Anhang C-51: Auslastung Ausfachungsstäbe (starre Ausfachung)

■ AUSLASTUNG AUSFACHUNG ZW. ECKSTIEL 5-7 (GELENKIGE AUSFACHUNG)

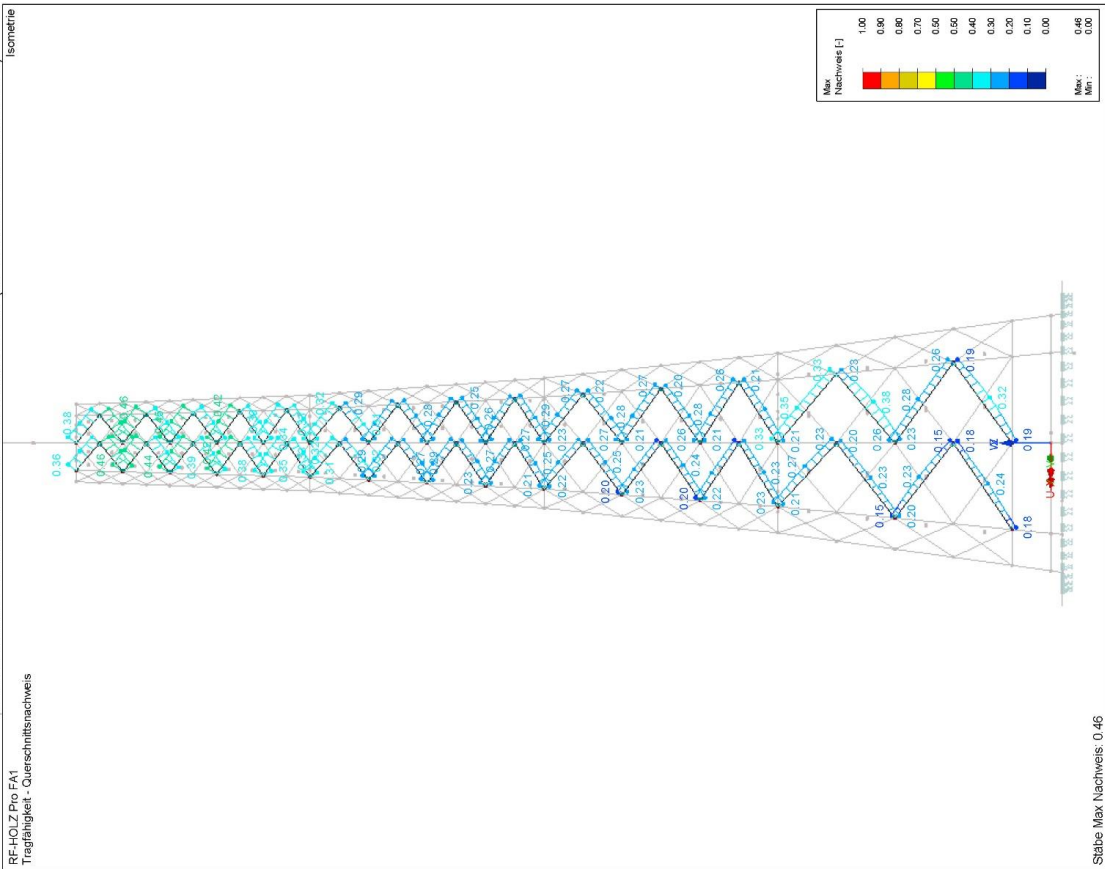


Abb. Anhang C-52: Auslastung Ausfachungsstäbe (gelenkige Ausfachung)

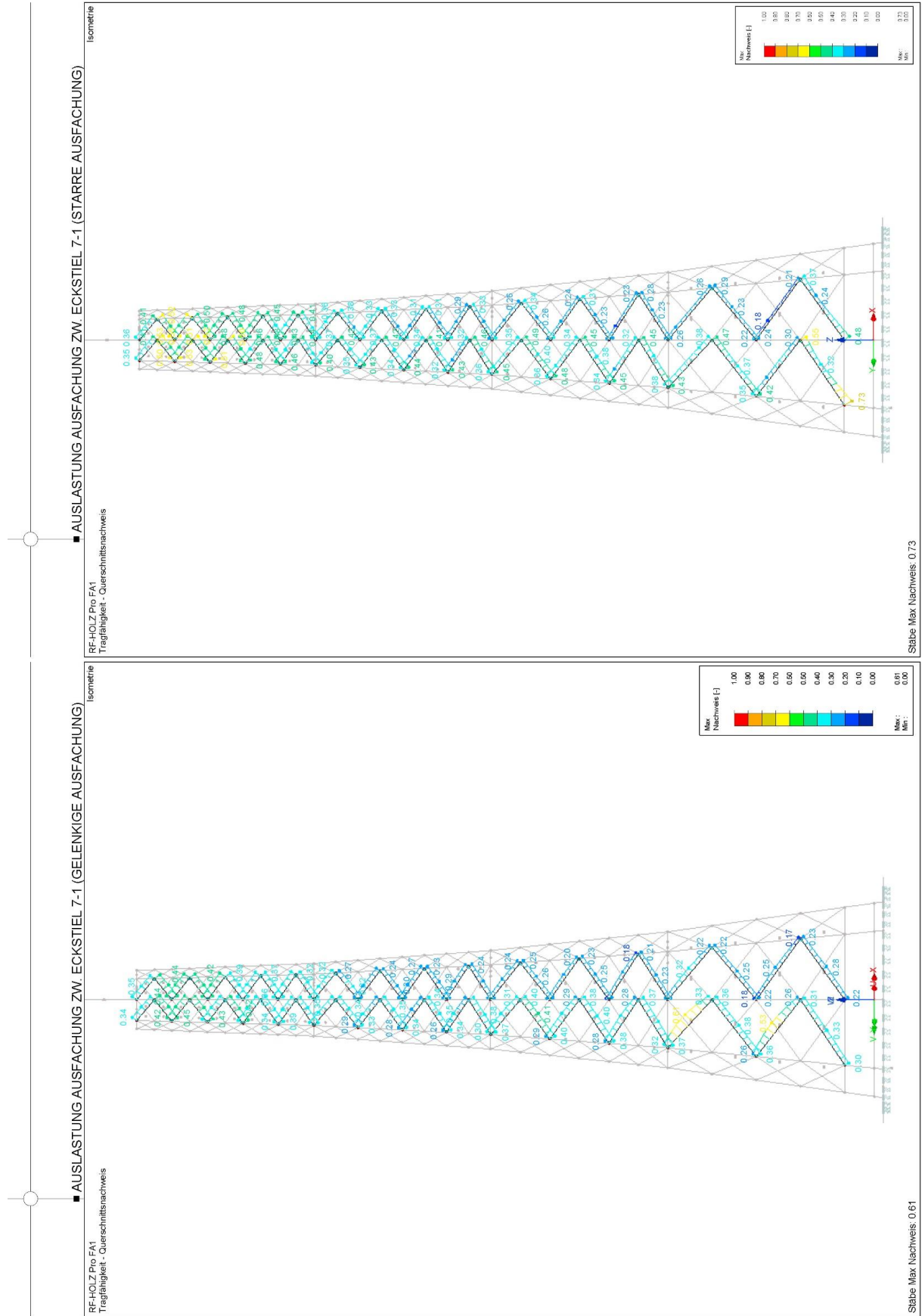


Abb. Anhang C-53: Auslastung Ausfachungsstäbe (starre Ausfachung)

Abb. Anhang C-54: Auslastung Ausfachungsstäbe (gelenkige Ausfachung)

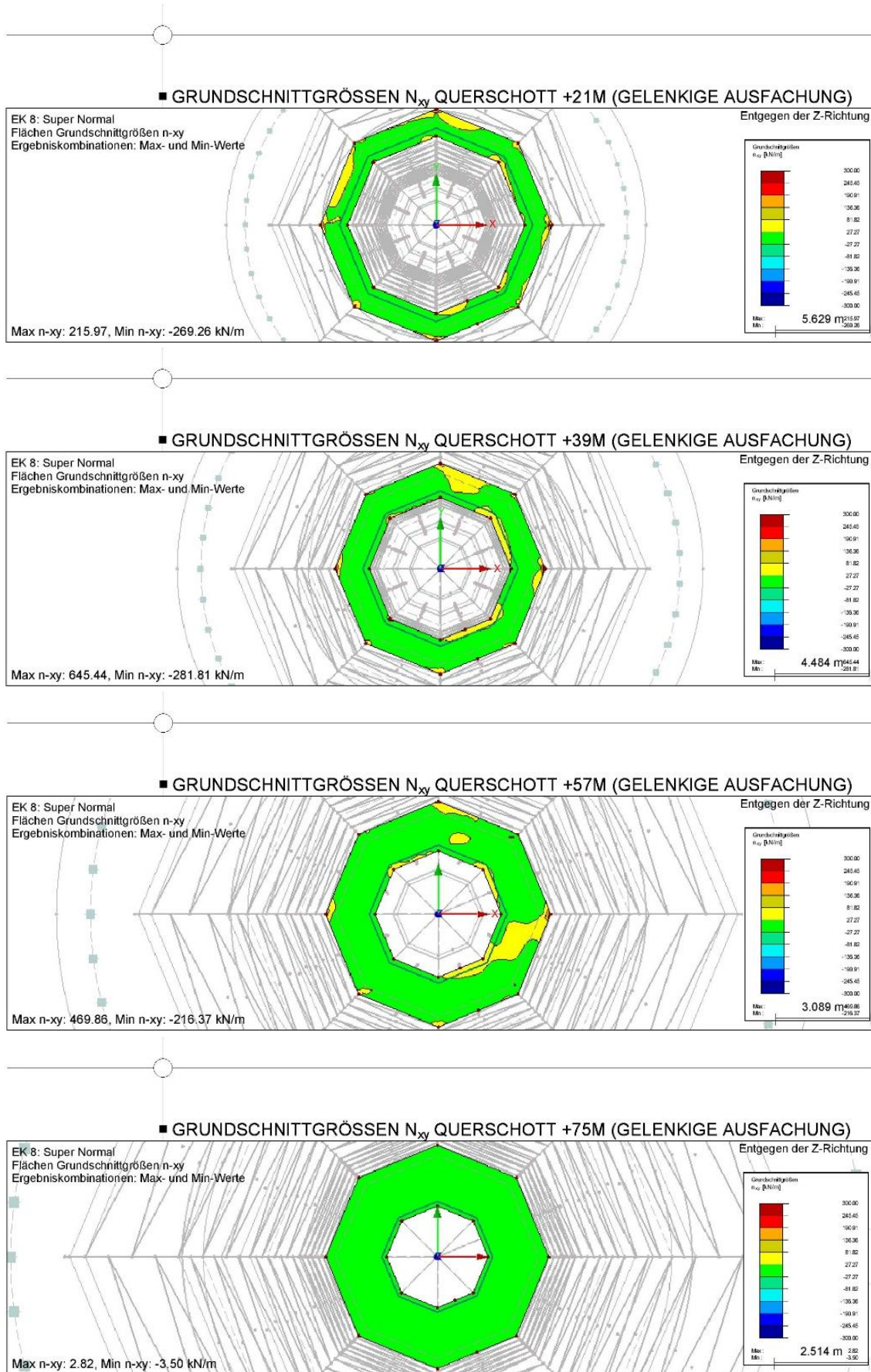


Abb. Anhang C-55: Auslastung Querschotte (gelenkige Ausfachung)

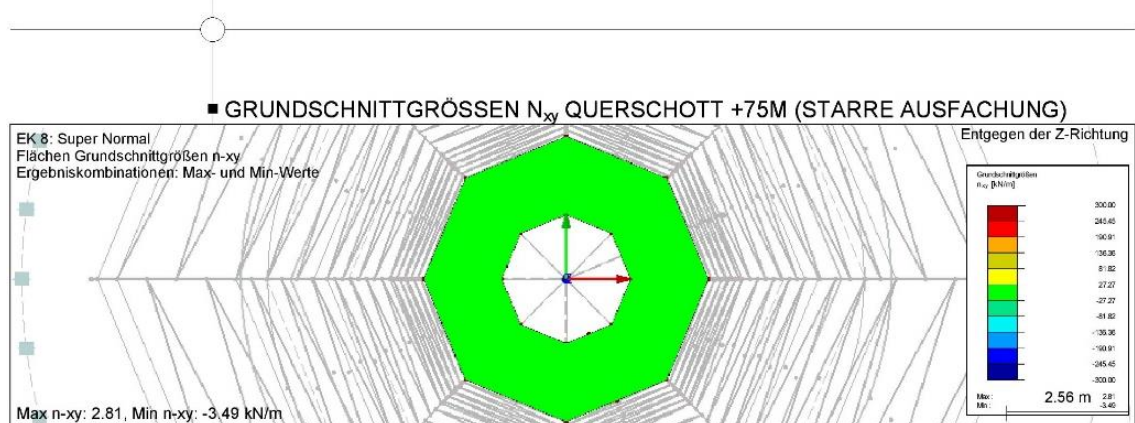
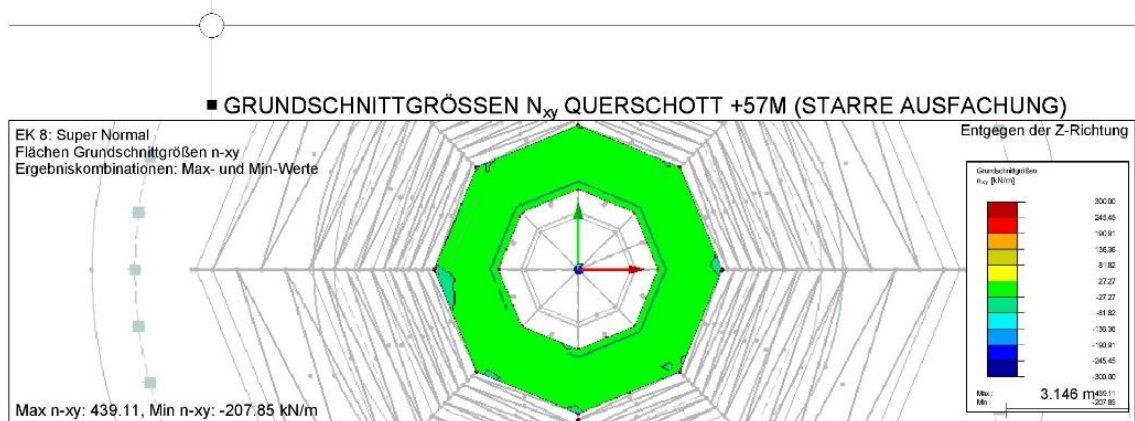
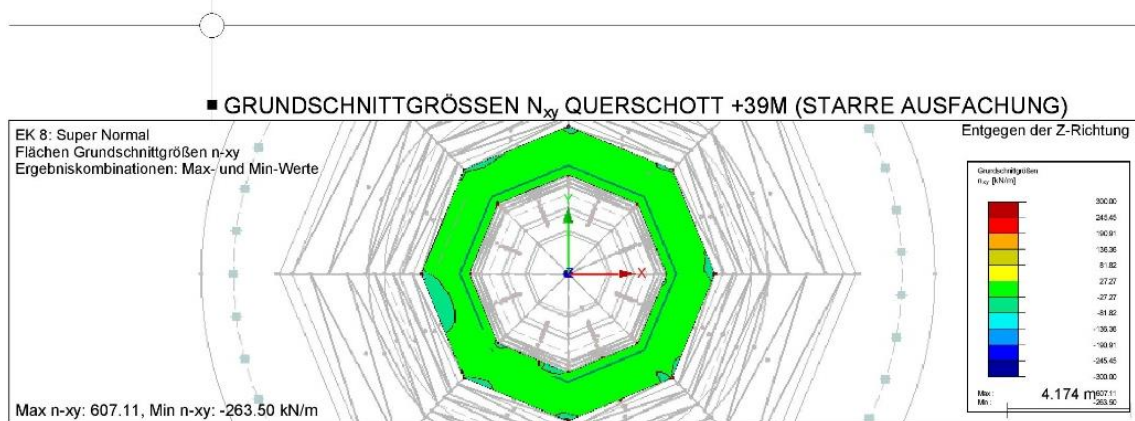
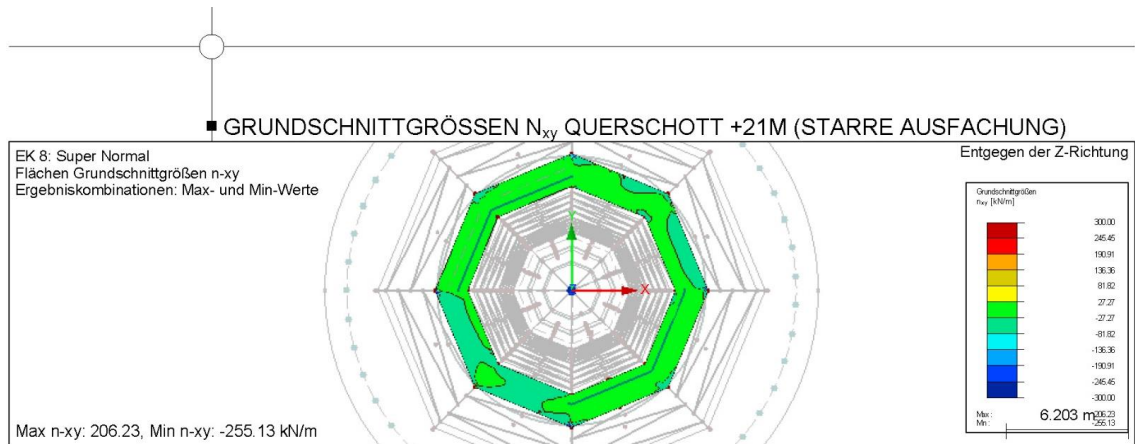


Abb. Anhang C-56: Auslastung Querschotte (starre Ausfachsung)

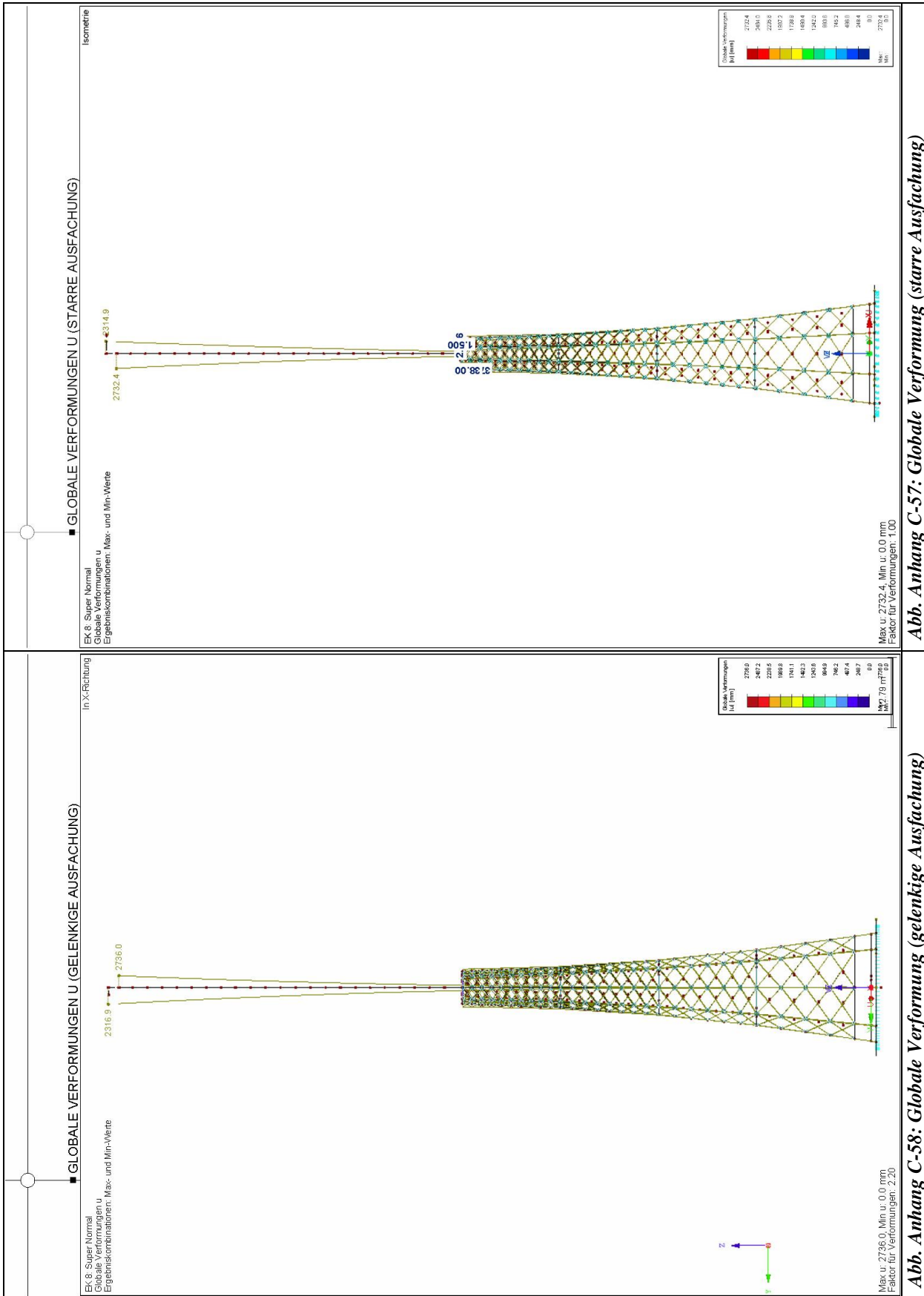
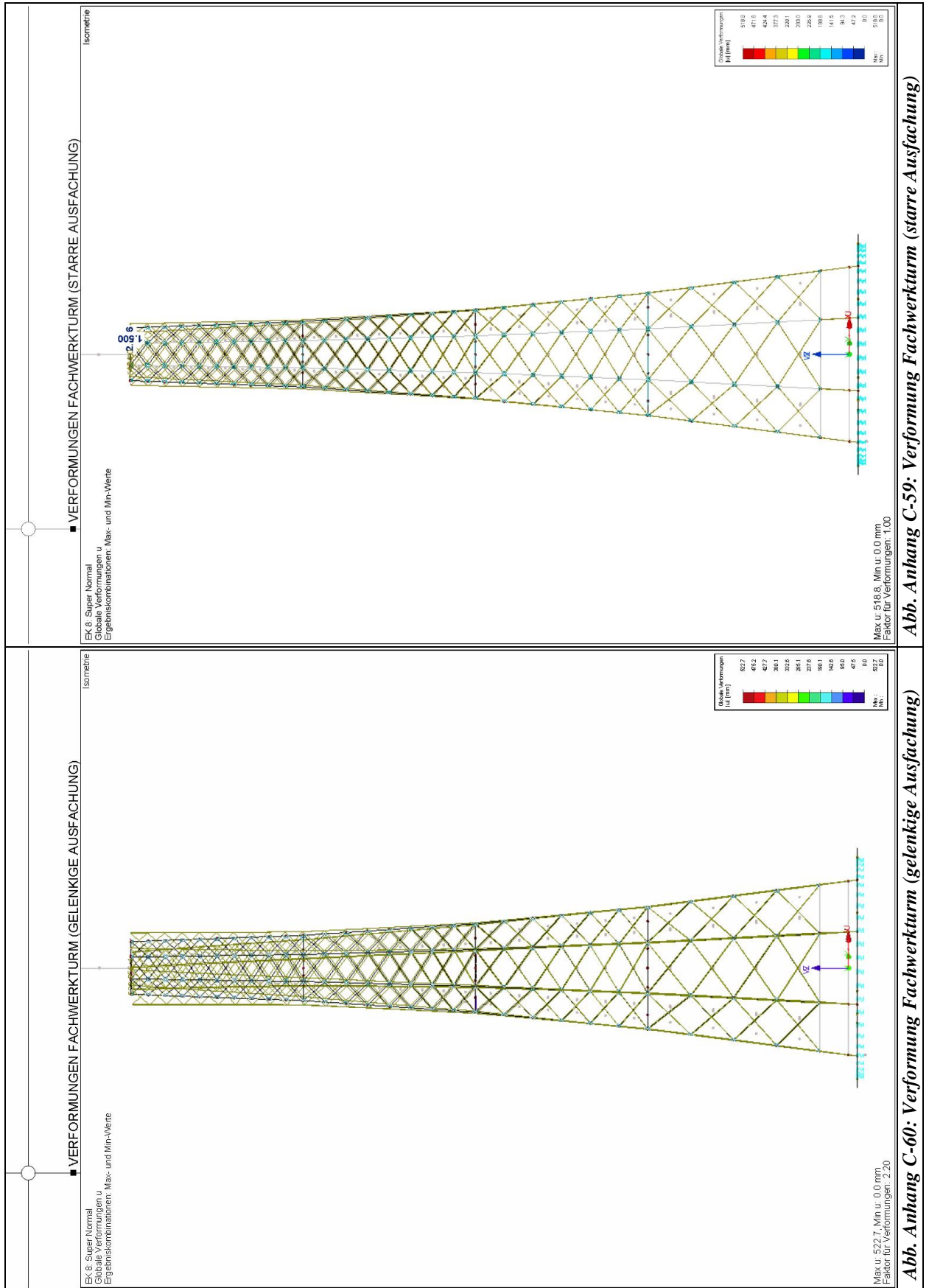


Abb. Anhang C-57: Globale Verformung (starre Ausfachsung)

Abb. Anhang C-58: Globale Verformung (gelenkige Ausfachsung)



Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl