

Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
Sohnstr. 65
40237 Düsseldorf



fosta@stahlforschung.de
www.stahlforschung.de



Optimierte Dimensionierung hoher Gittermasttürme für Windenergieanlagen unter realistischer Berücksichtigung der aerodynamischen Einwirkungen, des Ermüdungsverhaltens und des Stahlsorteneinflusses

Optimized dimensioning of wind turbines with high lattice towers under realistic consideration of aerodynamic impact, fatigue behavior and choice of steel grades

Forschung für die Praxis P 1043 / IGF-Nr. 18662 N



Gefördert durch:

Bundesministerium
für Wirtschaft
und Energie
aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages



Forschungsvereinigung
Stahlanwendung e. V.



Forschungsprojekt P 1043 / IGF-Nr. 18662 N

Optimierte Dimensionierung hoher Gittermasttürme für Windenergieanlagen unter realistischer Berücksichtigung der aerodynamischen Einwirkungen, des Ermüdungsverhaltens und des Stahlsorteneinflusses

Optimized dimensioning of wind turbines with high lattice towers under realistic consideration of aerodynamic impact, fatigue behavior and choice of steel grades

Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann

Prof. Dr.-Ing. Frank Kemper

Dipl.-Ing. Mirko Friehe

Chair for Wind Power Drives (CWD), RWTH Aachen

Prof. Dr.-Ing. Ralf Schelenz

Dipl.-Ing. Alexander Werkmeister

Verantwortlich für die FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
Dr. Gregor Nüsse

Das IGF-Vorhaben 18662 N der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Das Vorhaben wurde vom Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, sowie vom Chair for Wind Power Drives (CWD), RWTH Aachen, durchgeführt.

Beteiligte am Projektbegleitenden Ausschuss:

ArcelorMittal Global R&D, Zelzate, Esch/Alzette, Belgien
bauforumstahl e. V., Düsseldorf
Beratender Ingenieur für Baudynamische Untersuchungen, Bochum
Butzkies Windprojekt GmbH & Co. KG, Krempe
Cteam Consulting & Anlagenbau GmbH, Ummendorf
Exponent B.V. Zweigniederlassung Düsseldorf, Düsseldorf
Fachverband Mobilfunktechnik e.V., Hilden
KINA Ingenieurgesellschaft mbH, Essen
KoRoh GmbH Kompetenzzentrum Rohre und Hohlprofile, Karlsruhe
Salzgitter Mannesmann Forschung GmbH, Duisburg
Siemens Wind Power A/S 7330 BRANDE
SSF Ingenieure AG Beratende Ingenieure im Bauwesen, Berlin
STIEBLICH HALLENBAU GmbH, Güstrow
voestalpine KREMS GmbH, Krems, Österreich
W2E Wind to Energy GmbH, Rostock

© 2021 Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf

Bestell-Nr. P 1043
ISBN 978-3-96780-003-6

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Alle Rechte, auch die der Übersetzung in andere Sprachen, bleiben vorbehalten. Ohne schriftliche Genehmigung der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. sind Vervielfältigungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen nicht gestattet.

Kurzdarstellung

In dem durchgeführten Forschungsvorhaben wurden grundsätzliche Aspekte zur Wirtschaftlichkeit und Optimierbarkeit von Gittermasten für hohe Türme mit und ohne Windkraftanlagen untersucht. Die Arbeiten fokussierten dabei sowohl die aerodynamischen Eigenschaften von Gittermastkonstruktionen als auch die strukturbezogenen Aspekte für diese Bauform. Mit Blick auf letztgenanntes waren es dabei insbesondere die Topologie, d.h. die geometrische Anordnung der Stabelemente, der Einfluss der Querschnittsgestaltung und die verwendeten Stahlsorten, die im Rahmen eines Optimierungsprozesses unter Wirtschaftlichkeitskriterien variiert wurden. Im Rahmen der durchgeführten Berechnungen wurden Kennwerte für die Modellierung der aerodynamischen Lasteinwirkung im Grenzschichtwindkanal ermittelt, die speziell für die relevanten hohen Öffnungsgrade der Gittertürme gültig sind. Für diese Untersuchungen wurden Modelle hergestellt, die als realistisch in Bezug auf die Verwendung bei besonders hohen Türmen angesehen werden können. Zudem wurde die Windlastwirkung mit Bezug auf die Veränderlichkeit von Windgeschwindigkeit und -richtung realistisch abgebildet. Hierdurch wurden auch probabilistische Nachweisführungen möglich, da die gewonnenen Lastdaten erstmalig eine ausreichend statistische Aussagekraft für die konkrete Geometrie hatten.

Die Nachweisführung für die Struktur erfolgte auf vollständig probabilistischer Basis. Hierzu wurden die Streugrößen in das Berechnungsmodul implementiert. Alle notwendigen Nachweise wurden auf Basis der aktuellen Eurocode Normung durchgeführt. Besonders herausfordernd für Strukturauslegung von Gittermasten ist die durch die Nutzung als Windkraftanlage induzierte Belastungssituation. Die hochgradig dynamischen Lasteinträge müssen einerseits durch entsprechend valide Lastrechnung ermittelt werden und andererseits dann in geeigneter Form mit Blick auf die Tragwerksantwort modelliert werden. Hierzu sind in der Regel zeitbasierte Berechnungsverfahren (Mehrkörpersimulation, Zeitschrittrechnung) nötig. Solche Lastrechnungen wurden für die definierte Referenzanlage und den zugehörigen Gittermastturm mit anerkannten Berechnungswerkzeugen berechnet.

Aufgrund des hohen Berechnungsaufwandes, begründet durch die Zeitberechnung und durch die Komplexität des Tragwerkes, wurde zudem untersucht, inwiefern vereinfachte spektralbasierte Verfahren von Vorteil sein könnten. Im Ergebnis zeigte sich, dass dies lediglich für Vorbemessungen in Frage kommen kann, was sich jedoch im Rahmen des iterativen Optimierungsprozesses schon als vorteilhaft erwiesen hat.

Schließlich wurden mithilfe der genannten Werkzeuge Optimierungsrechnungen durchgeführt, um zu bewerten, welche Turm-, und Querschnittsgeometrien und Stahlsorten aus wirtschaftlichen Betrachtungen vorteilhaft sind. Hier konnte im Rahmen unterschiedlicher Berechnungsbeispiele gezeigt werden, dass die Verwendung einer höherfesten Stahlsorte S460 gegenüber S355 bei den besonders hohen Türmen ein signifikantes Einsparpotential mit sich bringt.

FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.

Januar 2021

Abstract

This research project examined a number of fundamental aspects of the economics and technical superiority of tall lattice towers with and without wind turbines. The work focused on both the aerodynamic properties of lattice towers and the structural aspects of the design. With regard to the latter, the topology (that is the geometric arrangement of the beam elements), the influence of the cross-sectional design and the steel grades, which were varied as part of an optimization process under cost-effectiveness criteria, were particularly relevant.

For the calculations carried out, results of wind tunnel investigations were used for the modeling of the design wind loads, which were determined especially for the relevant low solidity ratios of high lattice towers. In addition, the wind load effect was realistically modeled with respect to the variability of wind speed and direction. As a result, probabilistic design was also possible, since the load data obtained for the first time had a sufficiently detailed statistical significance for the geometry, which in previous studies of lattice towers could only be roughly estimated.

The design for the structure was made on a completely probabilistic basis. For this purpose, the relevant stochastic material properties were implemented in the calculation method. All necessary proofs were carried out based on the current Eurocode.

Particularly challenging for structural design of lattice towers is the load situation induced by the wind turbine. The highly dynamic loads must be determined by a valid load calculation and then transferred in a suitable form with regard to the structural response. For this purpose, time-based calculation methods (multi-body simulation, time step calculation) are usually required. Such load calculations were calculated for the defined reference installation and the associated lattice tower using accepted calculation tools.

Due to the high computational effort which is based on the time step calculation and the complexity of the structure, it was also examined what simplified spectral-based methods could be advantageous. The result showed that this can only be used for preliminary design, which has already proved to be advantageous in the context of iterative optimization process.

Finally, using tools mentioned above, optimization calculations were carried out to evaluate which tower and cross-sections and steel grades are most economical. It has been found that for high truss towers, higher-strength steel S460 is preferred compared to normal-strength steel S355 if the tower weight is used as an optimality criterion. For lower tower heights, steel grade S460 is of less importance.

FOSTA - Research Association for Steel Application

January 2021

Inhaltsverzeichnis Content

1	Einleitung	
	Introduction	1
1.1	Technische und wirtschaftliche Problemstellung	
	Technical and economic problems	1
1.2	Motivation	
	Motivation	3
1.3	Zielsetzung	
	Objective	4
2	Stand der Forschung und Entwicklung	
	State of the research and development	6
2.1	Montage	
	Construction	6
2.2	Windbelastung auf den Turm	
	Wind load on the tower	7
2.3	Belastung des Turms durch die Windenergieanlage	
	Wind turbine load on the tower	8
2.4	Nachweisführung	
	Verification.....	9
2.5	Aeroelastisches Antwortverhalten	
	Aeroelastic tower response	9
2.6	Optimierung	
	Optimization	10
2.7	Verwendung höherfeste Stähle	
	Use of higher steel strength.....	10
3	Merkmale der Windenergieanlage	
	Characteristics of the wind turbine	11
3.1	Standort und aerodynamische Lasten	
	Location and aerodynamic loads.....	11
3.2	Anlagenparameter und Anforderungen an den Turm	
	Wind turbine parameter and tower requirements	12
4	Lastmodellierung aus Anlagenbetrieb	
	Wind turbine operation load assumptions	15
4.1	MKS-Verfahren Rotorlasten	
	MKS-Method rotor loads.....	15
4.2	SST-Verfahren Rotorlasten	
	SST-Method rotor loads	19

4.2.1	Berücksichtigung der zufälligen Windlasten Consideration of the random wind loads.....	20
4.2.2	Allgemeine Definitionen General defintion	21
4.2.3	Stochastische Beschreibung der Belastung von WEA Stochastic description of the wind turbine load.....	22
4.2.4	Strukturantwort bei ausgeschalteter Maschine Structural response of the machine in non-operating state.....	28
4.2.5	Berücksichtigung von Betriebszuständen Consideration of operating state.....	28
4.2.6	Berechnungsergebnis Calculation result	29
4.2.7	Vergleich und Bewertung des Spektralverfahrens Comparison and evaluation oft he spectral method.....	30
5	Messungen im Grenzschichtwindkanal Wind tunnel tests.....	32
5.1	Ziel Objective.....	32
5.2	Grenzschichtwindkanal Boundary layer wind tunnel.....	33
5.3	Aeroelastische Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ Aeroelastic Coefficient $c_{f,0}$	34
5.3.1	Windkanalmodelle Wind tunnel specimina.....	34
5.3.2	Grenzschichtsimulation Boundary layer simulation	37
5.3.3	Versuchsaufbau und -durchführung Experimental setup and procedure.....	37
5.3.4	Auswertemethodik Analysis method	40
5.3.5	Ergebnisse Results.....	41
5.3.6	Bewertung der Ergebnisse Evaluation of the results	42
5.4	Turmvorstau Tower dam effect.....	47
5.4.1	Versuchsaufbau und -durchführung Experimental setup and procedure.....	47
5.4.2	Auswertemethodik Analysis method	48

5.4.3	Ergebnisse Results	49
5.4.4	Bewertung der Ergebnisse Evaluation of the results	51
6	Analyse des Gesamtsystems Analysis of the overall system	52
6.1	SST-Verfahren SST-Method	52
6.2	MKS-Verfahren MKS-Method	52
6.3	Vergleich des Turmvorstaus Comparison of the tower dam effect.....	54
7	Umsetzung der optimierten Dimensionierung Implementation of the optimized design.....	56
7.1	Ziel Objective	56
7.2	Vorgehensweise Method	57
7.3	Turmmodellierung Tower buildup.....	59
7.4	Querschnittskennwerte Cross-section properties.....	65
7.5	Lastmodellierung Load assumptions	66
7.5.1	Allgemeines General	66
7.5.2	Windbelastung auf den Fachwerkturn Wind load assumptions on truss towers	67
7.5.3	Belastung aus Anlagenbetrieb Operating state loads	68
7.6	Nachweisführung Verification.....	70
7.7	Berechnungen Computation	77
7.8	Turmoptimierung Tower optimization	77
8	Optimierte Gittermasttürme Optimized lattice towers	81
8.1	Windenergieanlage 160 m 160 m wind turbine tower	81
8.2	Windenergieanlage 100 m 100 m wind turbine tower	84

8.3	Gittermastturm 30 m 30 m lattice tower.....	86
8.4	Fachwerkturm 40 m 40 m truss tower	87
8.5	Fazit Conclusion	89
9	Probabilistische Bemessung Probabilistic Design.....	90
9.1	Einleitung Introduction	90
9.2	Grenzzustände von Gittermaststrukturen Limit states of lattice towers.....	92
9.2.1	Grenzzustände Limit states	93
9.3	Vollständig probabilistische Nachweisführung Full probabilistic verification	93
9.4	Modellierung Model.....	94
9.5	Grenzzustandsfunktionen Limit states functions	95
9.5.1	Einzelne Tragglieder Single elements	95
9.5.2	Systemversagen System failure.....	95
9.6	Kompatibilität zum semi-probabilistischen Konzept Compatibility with the semi-probabilistic concept.....	96
9.7	Exemplarische Vorgehensweise für eine einfache Turmstruktur Example of a simple tower.....	97
9.8	Vorgehensweise für komplexe Turmstrukturen Example of a complex tower.....	101
10	Zusammenfassung Summary.....	105
11	Ausblick Perspective.....	107
12	Zusammenstellung aller Arbeiten, die im Zusammenhang mit dem Vorhaben veröffentlicht wurden oder in Kürze veröffentlicht werden sollen List of publications related to the project	108

13 Literaturangaben Literature.....	109
A Geometrien der Modellkörper Geometries of test specimina.....	113
B Kraftbeiwerte scharfkantige Profile (vierstielig) Load coefficients L-Profiles	118
C Standardabweichung scharfkantige Profile (vierstielig) Standard deviation L-Profiles	121
D Kraftbeiwerte kreisrunder Profile (vierstielig) Load coefficients round profiles	124
E Standardabweichung kreisrunder Profile (vierstielig) Standard deviation round profiles	125
F Kraftbeiwerte kreisrunder Profile (dreistielig) Load coefficient round profiles	126
G Standardabweichung kreisrunder Profile (dreistielig) Standard deviation round profiles	128

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 1-1: GRÖßENENTWICKLUNG VON ON-SHORE WINDENERGIEANLAGEN [5].....	2
ABBILDUNG 2-1: VERGLEICH DER KRAFTBEIWERTE FÜR RÄUMLICHE FACHWERKE NACH EC1-4 UND EC3-3-1	7
ABBILDUNG 3-1: WEIBULLVERTEILUNG FÜR KLASSE I-III.....	12
ABBILDUNG 3-2: TURBULENZINTENSITÄT (AUSZUG DIN61400-1) [18]	12
ABBILDUNG 3-3: WEIBULLVERTEILUNG FÜR DEN STANDORT AACHEN.....	12
ABBILDUNG 3-4: LEISTUNGSKENNLINIE.....	14
ABBILDUNG 4-7 ROTORSTRUKTURMODELL DES REFERENZROTORS MIT DARSTELLUNG DER ZUR AERODYNAMISCHEN LASTAUFPRÄGUNG VERWENDETEN MARKER	16
ABBILDUNG 4-8 STRUKTUR DER SIMULATIONSUMGEBUNG MIT ANLAGENSTEUERUNG IN Co- SIMULATION MIT DEM MKS-MODELL DER REFERENZ-WEA (SIMPACK).....	16
ABBILDUNG 4-9 KOORDINATENSYSTEM DER LASTEN GEMÄß GL-RICHTLINIE [19]	17
ABBILDUNG 4-10 VERWEILSDAUERZÄHLUNG DER KRÄFTE IN N & BIEGEMOMENTE IN Nm ALS BETRIEBSLASTFÄLLE IM TURMKOPFKOORDINATENSYSTEM.....	18
ABBILDUNG 4-11 LASTTABELLE FÜR BETRIEBSZUSTÄNDE	19
ABBILDUNG 4-1: AXSENDEFINITION DES WINDFELDES UND DER WINDENERGIEANLAGE	21
ABBILDUNG 4-2: RICHTUNGSABHÄNGIGER KRAFTBEIWERTE UND REYNOLDSZAHL.....	25
ABBILDUNG 4-3: MECHANISCHE ADMITTANZFUNKTION DES GESAMTMODELLS AM TURMKOPF ²⁷	
ABBILDUNG 4-4: MECHANISCHE ADMITTANZFUNKTION FÜR UNTERSCHIEDLICHE ROTORPOSITIONEN Ω	28
ABBILDUNG 4-5: MECHANISCHE ADMITTANZFUNKTION FÜR BLATT NR. 1 FÜR UNTERSCHIEDLICHE ROTORPOSITIONEN Ω	29
ABBILDUNG 4-6: STATIONÄRE UND INSTATIONÄRE TURMKOPFANTWORT UND BLATTVERFORMUNG	29
ABBILDUNG 4-12 VERGLEICH DER SPEKTRALEN BERECHNUNG MIT EINER TRANSIENTEN BERECHNUNG MIT FAST (HIER BEI 9 M/S).....	30
ABBILDUNG 4-13 VERGLEICH DER SPEKTRALEN BERECHNUNG MIT EINER TRANSIENTEN BERECHNUNG MIT FAST (HIER BEI 9 M/S).....	31
ABBILDUNG 5-1: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DES VERWENDETEN WINDKANALS.....	33
ABBILDUNG 5-2: VERWENDETE PROFILE A) L-PROFIL B) DOPPEL T C) X-PROFIL	35
ABBILDUNG 5-3 BAUPLAN DES SEKTIONSMODELLS „K3“.....	36
ABBILDUNG 5-4: SCHARFKANTIGE SEKTIONSMODELLE	36
ABBILDUNG 5-5: DETAILS DES SEKTIONSMODELLS „K3“	37
ABBILDUNG 5-6: VERSUCHSAUFBAU DER SCHARFKANTIGEN SEKTIONSMODELLE (VIERSTIELIG)	39
ABBILDUNG 5-7: VERSUCHSAUFBAU DER SEKTIONSMODELLE MIT ZYLINDRISCHEM QUERSCHNITT (4-STIELIG).....	39
ABBILDUNG 5-8: VERSUCHSAUFBAU DER SEKTIONSMODELLE MIT ZYLINDRISCHEM QUERSCHNITT (3-STIELIG).....	40
ABBILDUNG 5-9 EXEMPLARISCHES ERGEBNIS DER RICHTUNGSABHÄNGIGEN, AERODYNAMISCHEN KRAFTBEIWERTE FÜR DIE SCHARFKANTIGE SEKTION „K3“.....	41

ABBILDUNG 5-10: EXEMPLARISCHES ERGEBNIS DER RICHTUNGSABHÄNGIGEN STANDARDABWEICHUNGEN DER KRAFTBEIWERTE FÜR DIE SCHARFKANTIGE SEKTION „K3“	42
ABBILDUNG 5-11 VERGLEICH DER MESSERGEBNISSE FÜR TÜRME MIT SCHARFKANTIGEN PROFILIEN MIT AKTUELLER NORMUNG (HIER. DIN EN 1991-1-4)	43
ABBILDUNG 5-12 VERGLEICH DER MESSERGEBNISSE FÜR DAS SEGMENT „K2“ MIT DER DIN EN 1991-1-4 UND DIN EN 1993-3-1	44
ABBILDUNG 5-13 VERGLEICH DER MESSERGEBNISSE FÜR DREISTIELIGE TÜRME MIT RUNDEN PROFILIEN MIT AKTUELLER NORMUNG (HIER. DIN EN 1991-1-4)	45
ABBILDUNG 5-14 VERGLEICH DER MESSERGEBNISSE FÜR VIERSTIELIGE TÜRME MIT RUNDEN PROFILIEN MIT AKTUELLE R NORMUNG (HIER. DIN EN 1991-1-4).....	45
ABBILDUNG 5-15 VERSUCHSAUFBAU DER SEKTIONSMODELLE MIT ZYLINDRISCHEM QUERSCHNITT (3-STIELIG).....	47
ABBILDUNG 5-16 VERSUCHSAUFBAU DER SEKTIONSMODELLE MIT ZYLINDRISCHEM QUERSCHNITT (3-STIELIG).....	47
ABBILDUNG 5-17 RELATIVE WINDGESCHWINDIGKEIT EINES ZYLINDRISCHEN TURMES	49
ABBILDUNG 5-18 RELATIVE WINDGESCHWINDIGKEIT EINES RÄUMLICHEN FACHWERKTURMS..	50
ABBILDUNG 6-1 LINKS: GITTERMAST IN DER FE; RECHTS: GITTERMAST IN DER MKS BESTEHEND AUS EINZELNEN STÄBEN	53
ABBILDUNG 6-2 GITTERMAST IN DER FE.....	54
ABBILDUNG 6-3 UNTERSUCHUNG DES TURMVORSTAUS, EXEMPLARISCH BEI 11 M/S	55
ABBILDUNG 7-1 DETAILLIERUNG EINES K-FACHWERKS	57
ABBILDUNG 7-2 MATRIX DER MÖGLICHEN FACHWERKSEGMENTE	57
ABBILDUNG 7-3 AUFBAU EINES FACHWERKTURMS (EXEMPLARISCH).....	58
ABBILDUNG 7-4 EXEMPLARISCHE WINDFELDER NACH DEM PRINZIP DER WELLENÜBERLAGERUNG [38]	67
ABBILDUNG 7-5 WINDLASTANSATZ IN DER SFEM UMGEBUNG	68
ABBILDUNG 7-6 LASTEINLEITUNG DER BETRIEBZUSTÄNDE	69
ABBILDUNG 7-7 BEIWERTE K FÜR DEN EFFEKTIVEN SCHLANKHEITSGRAD VON GURTSTÄBEN AUS [11]	73
ABBILDUNG 7-8 BEIWERTE K FÜR DEN EFFEKTIVEN SCHLANKHEITSGRAD VON FÜLLSTÄBEN (WINKELPROFILE) [11].....	74
ABBILDUNG 7-9 BEIWERTE K FÜR DEN EFFEKTIVEN SCHLANKHEITSGRAD VON FÜLLSTÄBEN (HOHLPROFILE) [11].....	74
ABBILDUNG 7-10 KORREKTURBEIWERTE k_f FÜR HORIZONTALE FÜLLSTÄBE AUS [11].....	75
ABBILDUNG 7-11 TYPISCHE ANORDNUNG VON FÜLLSTÄBEN MIT ANGABE DER KNICKLÄNGE AUS [11]	76
ABBILDUNG 7-12 ABLAUSCHEMA DES OPTIMIERUNGALGORITHMUS.....	78
ABBILDUNG 7-13 ABLAUSCHEMA DER QUERSCHNITTOPTIMIERUNG	79
ABBILDUNG 8-1 OPTIMIERTER FACHWERKTURM EINER 160 M HOHEN WINDENERGIEANLAGE, STAHLSORTE S355, WINKELPROFILE UND ZUSAMMENGESetzte WINKELPROFILE, LINKS: 3D-ANSCHT, RECHTS: 2D-ANSICHT	82
ABBILDUNG 8-2: OPTIMIERTER FACHWERKTURM EINER 160 M HOHEN WINDENERGIEANLAGE, STAHLSORTE S460, WINKELPROFILE UND ZUSAMMENGESetzte WINKELPROFILE, LINKS: 3D-ANSCHT, RECHTS: 2D-ANSICHT	83

Verzeichnisse

Lists

ABBILDUNG 8-3 OPTIMIERTER FACHWERKTURM EINER 100 M HOHEN WINDENERGIEANLAGE, LINKS: S355, WINKELPROFILE; MITTE: S460, WINKELPROFILE; RECHTS: S355, KREISRUNDE HOHLPROFILE.....	85
ABBILDUNG 8-4 OPTIMIERTER FACHWERKTURM EINER 100 M HOHEN WINDENERGIEANLAGE, LINKS: S355, WINKELPROFILE; MITTE: S460, WINKELPROFILE; RECHTS: S355, KREISRUNDE HOHLPROFILE.....	86
ABBILDUNG 8-5 BASISWINDGESCHWINDIGKEITEN DER MESSTATION AM MÜNCHENER FLUGHAFEN.....	88
ABBILDUNG 8-6 OPTIMIERTER FACHWERKTURM FÜR UNTERSCHIEDLICHE WINDLASTANSÄTZE	88
ABBILDUNG 9-1 DARSTELLUNG DER NORMALVERTEILTEN GRÖßEN FÜR WIDERSTAND R UND EINWIRKUNG S, SOWIE DIE ZUGEHÖRIGE SICHERHEITSMARGE M [49].....	92
ABBILDUNG 9-2: ENTWICKLUNG DES AUTOMATISCH OPTIMIERTEN FACHWERKTURMES (VERFORMTE LAGE UNTER WINDLASTEINWIRKUNG), AUSGEHEND VON DER INITIALGEOMETRIE (I=0) BIS ZUR AUSKONVERGIERTEN GEOMETRIE (I=4).....	99
ABBILDUNG 9-3 ENTWICKLUNG DES ZUVERLÄSSIGKEITSINDEXES B WÄHREND DER DURCHFÜHRTEN 5 ITERATIONSSCHRITTE (BLASSE FARBEN STEHEN FÜR DEN INITIALZUSTAND, KRÄFTIGE FARBEN FÜR DEN ENZZUSTAND).....	99
ABBILDUNG 9-4: UNTERSCHIEDLICH SUBSTRUKTUREN VON GITTERMASTEN, DIE FÜR EINE AUTOMATISCHE GEOMETRIEAUSLEGUNG ALS PARAMETRISCHE OBJEKTE ERZEUGT WURDEN	100
ABBILDUNG 9-5 UNTERSCHIEDLICH DETAILLIERUNGSSTUFEN VON SUBSTRUKTUREN VON GITTERMASTEN	100
ABBILDUNG 9-6 SIMULATION DER PSEUDOZUFALLSZAHLEN	102
ABBILDUNG 9-7 VERTEILUNGSFUNKTION ÜBER ALLE RICHTUNGEN	103
ABBILDUNG 9-8 WINDGESCHWINDIGKEIT UND STANDARDABWEICHUNG AM FLUGHAFEN MÜNCHEN	103
ABBILDUNG 9-9 VERWENDETE STRECKGRENZEN	103
ABBILDUNG 9-10: UNTERSUCHTE TURMGOMETRIE	104
ABBILDUNG 16-1 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „K1“	120
ABBILDUNG 16-2 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „K2“	120
ABBILDUNG 16-3 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „K3“	121
ABBILDUNG 16-4 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „X1“	121
ABBILDUNG 16-5 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „XH1“	122
ABBILDUNG 16-6 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „XH2“	122
ABBILDUNG 16-7 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „Z1“	123
ABBILDUNG 16-8 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „Z2“	123
ABBILDUNG 16-9 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „Z1“	124
ABBILDUNG 16-10 BAUPLAN FACHWERKSEKTION „Z2“	124
ABBILDUNG 16-11 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „K2“ ...	125
ABBILDUNG 16-12 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „K3“ ...	125
ABBILDUNG 16-13 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „XH1“	126
ABBILDUNG 16-14 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „XH2“	126
ABBILDUNG 16-15 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „Z1“....	127
ABBILDUNG 16-16 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „Z2“	127
ABBILDUNG 16-17 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „K2“	128

ABBILDUNG 16-18 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „K2“	128
ABBILDUNG 16-19 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „K2“	129
ABBILDUNG 16-20 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „K2“	129
ABBILDUNG 16-21 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „K2“	130
ABBILDUNG 16-22 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „K2“	130
ABBILDUNG 16-23 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „X“	131
ABBILDUNG 16-24 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „Z1“	131
ABBILDUNG 16-25 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „K2“	132
ABBILDUNG 16-26 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „K3“	132
ABBILDUNG 16-27 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „X1“ ...	133
ABBILDUNG 16-28 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „X2“ ...	133
ABBILDUNG 16-29 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „XH1“	134
ABBILDUNG 16-30 RICHTUNGSABHÄNGIGE KRAFTBEIWERTE $C_{F,0}$ FÜR DAS FACHWERK „Z1“	134
ABBILDUNG 16-31 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „X1“	135
ABBILDUNG 16-32 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „X2“	135
ABBILDUNG 16-33 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „XH1“	136
ABBILDUNG 16-34 RICHTUNGSABHÄNGIGE STANDARDABWEICHUNG FÜR DAS FACHWERK „Z1“	136

List of figures

FIGURE 1-1: HEIGHT OF ON-SHORE WIND TURBINES [5]	2
FIGURE 2-1: COMPARISON OF THE FORCE COEFFICIENT ACCORDING TO EC1-4 AND EC3-3-1.....	7
FIGURE 4-7: ROTOR MODEL OF THE REFERENCE TURBINE SHOWING APPLIED LOADS]	16
FIGURE 4-8: SIMULATION STRUCTURE WITH TURBINE CONTROL IN CO-SIMULATION WITH THE MKS MODEL OF THE REFERENCE	16
FIGURE 4-9: COORDINATE SYSTEM OF LOADS ACCORDING TO GL-GUIDELINE [19].....	17
FIGURE 4-10: OCCUPANCY DURATION OF FORCES AS OPERATING LOAD CASES IN THE TOWER HEAD COORDINATE SYSTEM	18
FIGURE 4-11: LOAD TABLE FOR OPERATING STATES.....	19
FIGURE 4-1: DEFINITION OF AXES FOR WIND FIELD AND WIND TURBINE.....	21
FIGURE 4-2: FORCE COEFFICIENTS DEPENDENT ON ANGLE OF ATTACK AND REYNOLDS NUMBER	25
FIGURE 4-3: MECHANICAL ADMITTANCE FUNCTION OF THE COMPLETE MODEL AT NODE TOP OF THE TOWER.....	27
FIGURE 4-4: MECHANICAL ADMITTANCE FUNCTION OF THE TOWER DEPENDENT ON THE ROTOR ANGLE Ω	28
FIGURE 4-5: MECHANICAL ADMITTANCE FUNCTION OF BLADE NR. 1 DEPENDENT ON THE ROTOR ANGLE Ω	29
FIGURE 4-6: STATIONARY AN INSTATIONARY RESPONSE OF THE TOWER (HUBNODE) AND OF ALL BLADES (TIPNODES).....	29
FIGURE 4-12: COMPARISON OF THE SPECTRAL CALCULATION WITH THE TRANSIENT FAST CALCULATION (HERE: 9 M/S)	30
FIGURE 4-13: COMPARISON OF THE SPECTRAL CALCULATION WITH THE TRANSIENT FAST CALCULATION (HERE: 9 M/S)	31
FIGURE 5-1: SCHEMATIC REPRESENTATION OF THE WIND TUNNEL	33
FIGURE 5-2: USED PROFILES A) L-PROFILE B) DOUBLE T C) X PROFILE.....	35
FIGURE 5-3: CONSTRUCTION SKETCH OF SECTION "K3".....	36
FIGURE 5-4: SHARP-EDGED SECTIONS	36
FIGURE 5-5: DETAIL OF SECTION "K3".....	37
FIGURE 5-6: EXPERIMENTAL SETUP OF THE SHARP-EDGED SECTIONS (SQUARE).....	39
FIGURE 5-7: EXPERIMENTAL SETUP OF THE SECTIONS WITH ROUND PROFILES (SQUARE)	39
FIGURE 5-8: EXPERIMENTAL SETUP OF THE SECTIONS WITH ROUND PROFILES (TRIANGLE)	40
FIGURE 5-9: DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENT FOR SECTION "K3"	41
FIGURE 5-10: DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION OF THE FORCE COEFFICIENT FOR SECTION "K3"	42
FIGURE 5-11: COMPARISON OF THE RESULTS FOR TOWERS WITH SHARP-EDGED PROFILES WITH THE CURRENT STANDARD DIN EN 1991-1-4.....	43
FIGURE 5-12 COMPARISON OF THE RESULTS FOR SEGMENT „K2“ WITH DIN EN 1991-1-4 AND DIN EN 1993-3-1	44
FIGURE 5-13: COMPARISON OF THE RESULTS FOR TOWERS WITH ROUND PROFILES WITH THE CURRENT STANDARD DIN EN 1991-1-4.....	45
FIGURE 5-14: COMPARISON OF THE RESULTS FOR TOWERS WITH ROUND PROFILES WITH THE CURRENT STANDARD DIN EN 1991-1-4.....	45

FIGURE 5-15: EXPERIMENTAL SETUP OF THE SECTIONS WITH ROUND PROFILES (TRIANGLE)	47
FIGURE 5-16: EXPERIMENTAL SETUP OF THE SECTIONS WITH ROUND PROFILES (TRIANGLE)	47
FIGURE 5-17: RELATIVE WIND VELOCITY OF A CYLINDRICAL TOWER	49
FIGURE 5-18: RELATIVE WIND VELOCITY OF A TRUSS TOWER.....	50
FIGURE 6-1: LEFT: FE-LATTICE TOWER; RIGHT: LATTICE TOWER IN THE MKS CONSISTING OF INDIVIDUAL BEAMS.....	53
FIGURE 6-2: LATTICE TOWER	54
FIGURE 6-3: INVESTIGATIONS OF WIND SHADOW; EXEMPLARILY AT 11 M/S].....	55
FIGURE 7-1: DETAILLING OF A K-TRUSS	57
FIGURE 7-2: MATRIX OF POSSIBLE TRUSS SEGMENTS.....	57
FIGURE 7-3: BUILD UP OF A TRUSS TOWER (EXEMPLARILY).....	58
FIGURE 7-4: EXEMPLARY WIND FIELDS ACCORDING TO THE MULTIVARIATE STOCHASTIC METHOD [38]	67
FIGURE 7-5: WIND LOAD APPROACH IN THE SFEM	68
FIGURE 7-6: LOAD APPLICATIONS OF THE OPERATING CONDITIONS	69
FIGURE 7-7:FACTOR K FOR THE EFFECTIVE SLENDERNESS OF THE GIRDER [11].....	73
FIGURE 7-8: FACTOR K FOR THE EFFECTIVE SLENDERNESS OF SECONDARY BEAMS (L-PROFILES) [11].....	74
FIGURE 7-9: FACTOR K FOR THE EFFECTIVE SLENDERNESS OF SECONDARY BEAMS (HOLLOW SECTIONS) [11]	74
FIGURE 7-10: CORRECTION FACTOR K_f FOR HORIZONTAL SECONDARY BEAMS [11].....	75
FIGURE 7-11: TYPICAL ARRANGEMENT OF SECONDARY BEAMS WITH BUCKLING LENGTH.....	76
FIGURE 7-12: FLOW CHAR OF THE OPTIMIZATION ALGORITHM	78
FIGURE 7-13: FLOW CHAR OF THE CROSS-SECTION OPTIMIZATION	79
FIGURE 8-1: OPTIMIZED TRUSS TOWER OF A 160 M HIGH TRUSS TOWER, STEEL GRADE S355, L- PROFILES AND BUILT-UP PROFILES, LEFT: 3D-VIEW, RIGHT: 2D-VIEW	82
FIGURE 8-2: OPTIMIZED TRUSS TOWER OF A 160 M HIGH TRUSS TOWER, STEEL GRADE S460, L- PROFILES AND BUILT-UP PROFILES, LEFT: 3D-VIEW, RIGHT: 2D-VIEW	83
FIGURE 8-3: OPTIMIZED TRUSS TOWER OF A 100 M HIGH TRUSS TOWER, LEFT: S355, L-PROFILES, MIDDLE: S460, L-PROFILES, RIGHT: S355, CIRCULAR HOLLOW SECTION.....	85
FIGURE 8-4: OPTIMIZED TRUSS TOWER OF A 100 M HIGH TRUSS TOWER, LEFT: S355, L-PROFILES, MIDDLE: S460, L-PROFILES, RIGHT: S355, CIRCULAR HOLLOW SECTION.....	86
FIGURE 8-5: DESIGN WIND SPEED MEASURED AT THE AIRPORT IN MUNICH.....	88
FIGURE 8-6: OPTIMIZED TRUSS TOWER FOR DIFFERENT WIND LOAD APPROACHES.....	88
FIGURE 9-1: REPRESENTATION OF THE NORMALLY DISTRIBUTED VARIABLES FOR RESISTANCE R AND SAFETY MARGIN M [49]	92
FIGURE 9-2: DEVELOPMENT OF THE AUTOMATICALLY OPTIMIZED TRUSS TOWER, STARTING FROM THE INITIAL GEOMETRY (i=0) TO THE CONVERGED GEOMETRY (i=4).....	99
FIGURE 9-3: DEVELOPMENT OF THE RELIABILITY INDEX B DURING THE 5 ITERATION STEPS (PALE COLORS STAND FOR INITIAL STATE, STRONG FOR FINAL)	99
FIGURE 9-4: DIFFERENT SUBSTRUCTURES OF LATTICE TOWERS THAT WERE CREATED AS PARAMETRIC OBJECTS FOR AUTOMATIC GEOMETRY INTERPRETATION.....	100
FIGURE 9-5: DIFFERENT LEVELS OF DETAIL OF SUBSTRUCTURES OF LATTICE TOWERS	100
FIGURE 9-6: SIMULATION OF PSEUDORANDOMNESS	102
FIGURE 9-7: DISTRIBUTION FUNCTION.....	103
FIGURE 9-8: WIND VELOCITY AND STANDARD DEVIATION AT MUNICH AIRPORT	103

Verzeichnisse

Lists

FIGURE 9-9: USED YIELD-STRENGTH	103
FIGURE 9-10: INVESTIGATED TOWER.....	104
FIGURE 16-1:CONSTRUCTION PLAN “K1”	120
FIGURE 16-2:CONSTRUCTION PLAN “K2”	120
FIGURE 16-3:CONSTRUCTION PLAN “K3”	121
FIGURE 16-4:CONSTRUCTION PLAN “X1”	121
FIGURE 16-5:CONSTRUCTION PLAN “XH1”	122
FIGURE 16-6:CONSTRUCTION PLAN “XH2”	122
FIGURE 16-7:CONSTRUCTION PLAN “Z1”	123
FIGURE 16-8:CONSTRUCTION PLAN “Z2”	123
FIGURE 16-9:CONSTRUCTION PLAN “Z1”	124
FIGURE 16-10:CONSTRUCTION PLAN “Z2”	124
FIGURE 16-11:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „K2“	125
FIGURE 16-12:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „K3“	125
FIGURE 16-13:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „XH1“	126
FIGURE 16-14:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „XH2“	126
FIGURE 16-15:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „Z1“	127
FIGURE 16-16:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „Z2“	127
FIGURE 16-17:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „K2“	128
FIGURE 16-18:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „K2“	128
FIGURE 16-19:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „K2“	129
FIGURE 16-20:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „K2“	129
FIGURE 16-21:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „K2“	130
FIGURE 16-22:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „K2“	130
FIGURE 16-23:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „X1“	131
FIGURE 16-24:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „Z1“	131
FIGURE 16-25:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „K2“	132
FIGURE 16-26:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „K3“	132
FIGURE 16-27:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „X1“	133
FIGURE 16-28:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „X2“	133
FIGURE 16-29:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „XH1“	134
FIGURE 16-30:DIRECTION DEPENDENT FORCE COEFFICIENTS $C_{F,0}$ FOR SECTION „Z1“	134
FIGURE 16-31:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „X1“	135
FIGURE 16-32:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „X2“	135
FIGURE 16-33:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „XH1“	136
FIGURE 16-34:DIRECTION DEPENDENT STANDARD DEVIATION FOR SECTION „Z1“	136

Tabellenverzeichnis

TABELLE 3-1: TECHNISCHE ANLAGENPARAMETER	13
TABELLE 4-1: PARAMETER DES WINDFELDES IN HÖHE DER NABE HHUB=100M.....	22
TABELLE 4-2: ÜBERSICHT DER BERÜCKSICHTIGTEN BLATTQUERSCHNITTE	26
TABELLE 5-1: ÜBERSICHT DER UNTERSUCHTEN SEKTIONSMODELLE.....	34
TABELLE 5-2: VERWENDETE MESSINGPROFILE	35
TABELLE 7-1: X-FACHWERKSEGMENTE IN DER SFEM UMGEBUNG	59
TABELLE 7-2: K-FACHWERKSEGMENTE IN DER SFEM UMGEBUNG	62
TABELLE 7-3: Z-FACHWERKSEGMENTE IN DER SFEM UMGEBUNG	64
TABELLE 7-4: ÜBERSICHT DER UNTERSUCHTEN LASTFÄLLE IN kN	68
TABELLE 7-5: VERWENDETE NORMEN DER WESENTLICHEN NACHWEISE.....	70
TABELLE 8-1: GESAMTGEWICHT ALLER STÄBE DER OPTIMIERTEN 160 M WINDENERGIEANLAGE	84
TABELLE 8-2: GESAMTGEWICHT ALLER STÄBE DER OPTIMIERTEN 100 M WINDENERGIEANLAGE	85
TABELLE 8-3: GESAMTGEWICHT ALLER STÄBE DES OPTIMIERTEN 30 M FACHWERKTURM.....	87

List of tables

TABLE 4-1: PARAMETERS OF THE WIND FIELD AT THE LEVEL OF THE HUB $HHUB = 100M$	22
TABLE 4-2: SUMMARY OF THE USED BLADES CROSS-SECTIONS	26
TABLE 5-1: SUMMARY OF THE INVESTIGATED TRUSS SECTIONS	34
TABLE 5-2: USED BRASS SECTIONS.....	35
TABLE 7-1: X-TRUSS SEGMENTS DEFINED IN THE SFEM	59
TABLE 7-2: K-TRUSS SEGMENTS DEFINED IN THE SFEM	62
TABLE 7-3: Z-TRUSS SEGMENTS DEFINED IN THE SFEM.....	64
TABLE 7-4: SUMMARY OF THE INVESTIGATED LOAD CASES IN kN	68
TABLE 7-5: USED CODES OF ESSENTIAL DESIGN	70
TABLE 8-1: TOTAL WEIGHT OF BEAMS OF THE 160 M OPTIMIZED WIND TURBINE	84
TABLE 8-2: TOTAL WEIGHT OF BEAMS OF THE 100 M OPTIMIZED WIND TURBINE	85
TABLE 8-3: TOTAL WEIGHT OF BEAMS OF THE 30 M OPTIMIZED TRUSS TOWER.....	87

Abkürzungsverzeichnis / Abbreviations and symbols

\underline{D}	<i>Dämpfungsmatrix</i>
$\underline{H}(f)$	<i>mechanische Admittanz</i>
\underline{M}	<i>Massenmatrix</i>
$\underline{S}_{RR}(f)$	<i>Leistungsdichtematrix der Systemantwort</i>
$\underline{\gamma}(f)$	<i>Kohärenzmatrix</i>
A_{ref}	<i>Referenfläche in m^2</i>
C	<i>Abklingkonstante Kohärenz</i>
$c_{f,s,0}$	<i>Grundkraftbeiwert nach DIN EN 1991-1-4</i>
d	<i>Turmbreite bzw. Turmdurchmesser</i>
DIN	<i>Deutsches Institut für Normung</i>
DLC	<i>Design Loadcases (Auslegungslastfälle)</i>
e	<i>Turmabstand</i>
F_{res}	<i>Mittlere, resultierende Kraft</i>
F_x	<i>Kraft in x-Richtung</i>
F_y	<i>Kraft in y-Richtung</i>
F_z	<i>Kraft in z-Richtung</i>
G	<i>Grenzzustandsfunktion</i>
GL	<i>Germanischen Lloyd</i>
Hz	<i>Hertz</i>
i_1	<i>Trägheitsradius um die Hauptachse 1</i>
I_1	<i>Flächenträgheitsmomenten um die Hauptachse 1</i>
i_2	<i>Trägheitsradius um die Hauptachse 2</i>
I_2	<i>Flächenträgheitsmomenten um die Hauptachse 2</i>
I_u	<i>Turbulenzintensität</i>
i_y	<i>Trägheitsradius um die y-Achse</i>
I_y	<i>Flächenträgheitsmomenten um die y-Achse</i>
i_z	<i>Trägheitsradius um die z-Achse</i>
I_z	<i>Flächenträgheitsmomenten um die z-Achse</i>
k	<i>Beiwerte für die effektive Schlankheit</i>
\underline{K}	<i>Steifigkeitsmatrix</i>
L_{cr}	<i>Knicklänge</i>
L_d	<i>Systemlänge</i>
L_{ux}	<i>Integrales Längenmaß</i>
M	<i>Sicherheitsmarge</i>
MBS	<i>Multi Body Simulation</i>
MKS	<i>Mehrkörpersimulation</i>
M_x	<i>Moment um x</i>
M_y	<i>Moment um y, Biegemoment um die y-Achse</i>
M_z	<i>Moment um z, Biegemoment um die z-Achse</i>
$N_{b,Rd}$	<i>Bemessungswert der Beanspruchbarkeit</i>
$N_{c,Rd}$	<i>Querschnittsdruckbeanspruchbarkeit</i>
$N_{pl,Rd}$	<i>plastische Bruttoquerschnittsbeanspruchbarkeit</i>
$N_{t,Rd}$	<i>Bemessungswert der Beanspruchbarkeit</i>

Verzeichnisse

Lists

$N_{u,Rd}$	<i>plastische Nettoquerschnittsbeanspruchbarkeit</i>
N_{Ed}	<i>Bemessungswert der Normalkraft</i>
OOP	<i>objektorientierte Programmierung</i>
$\hat{P}_{f,Elementar}$	<i>elementare obere Schranke des Systemversagens</i>
p_f	<i>Versagenswahrscheinlichkeit</i>
PSD	<i>spektrale Leistungsdichte</i>
Re	<i>Reynoldsdnummer</i>
S_C	<i>Schnittkräften</i>
S_{FC}	<i>vollkorrelierter Belastung</i>
S_{uu}	<i>Böenspektrum</i>
SFE	<i>Stochastische-Finite-Elemente</i>
SFEM	<i>Stochastische-Finite-Elemente</i>
$S_{ff}(\omega)$	<i>Räumliche Spektralmatrix der Böenwindkräfte</i>
SST	<i>Stochastische Schwingtheorie</i>
u_m	<i>Mittlere Windgeschwindigkeit</i>
v_b	<i>Basiswindgeschwindigkeit nach DIN EN 1991-1-4</i>
W_1	<i>Widerstandsmoment um die Hauptachse 1</i>
W_2	<i>Widerstandsmoment um die Hauptachse 2</i>
WEA	<i>Windenergieanlage</i>
W_y	<i>Widerstandsmoment um die y-Achse</i>
W_z	<i>Widerstandsmoment um die z-Achse</i>
y_s	<i>Schwerpunkt in y-Richtung</i>
$z_{i,j}$	<i>Höhenlage der Punkte des räumlichen Spektralfeldes</i>
z_0	<i>Rauhigkeitslänge</i>
z_s	<i>Schwerpunkt in z-Richtung</i>
α_R	<i>Wichtungsfaktor Widerstand</i>
α_S	<i>Wichtungsfaktor Einwirkung</i>
β	<i>Zuverlässigkeitsindex, Zuverlässigkeitsindex Zuverlässigkeitsindex</i>
$\gamma(f)$	<i>frequenzbezogene, vertikale Kohärenz</i>
$\Delta_{i,j}$	<i>Faktor zur Aufspannung eines räumlichen Spektralfeldes</i>
ρ	<i>Luftdichte</i>
Ω	<i>Rotorposition</i>
α	<i>Profilexponent nach DIN EN 1991-1-4</i>
φ	<i>Völligkeitgrad nach DIN EN 1991-1-4</i>
λ	<i>SiSchlankheit</i>
λ_{eff}	<i>effektive Schlankheit</i>

1 Einleitung Introduction

Kurzfassung

Die Windenergie ist eine entscheidende Säule zur Umsetzung der Energiewende in der Bundesrepublik Deutschland. Zur notwendigen Steigerung der Energiekapazität werden aufgrund der begrenzt nutzbaren Bauflächen immer höhere Turmkonstruktionen benötigt. Fachwerktürme bieten aufgrund der Transportierbarkeit, des Dämpfungsverhaltens und des aerodynamischen Verhaltens deutliche Vorteile gegenüber klassischen Bauverfahren. Durch die Entwicklung einer Strukturoptimierung, eines vereinfachten Spektralverfahrens und probabilistischer Nachweisverfahren soll durch dieses Forschungsvorhaben der Markteinsatz der Fachwerkbauweise gefördert werden.

Abstract

Wind energy is a major factor for the realization of the energy turnaround in the Federal Republic of Germany. For the necessary increase of the energy capacity higher tower constructions are needed due to the limited usable construction areas on-shore. Truss towers offer significant advantages like: transportability, structural damping and aerodynamic behavior. Through the development of a structure optimization, a simplified spectral method and probabilistic design procedures, this research project aims to promote the construction of lattice towers.

1.1 Technische und wirtschaftliche Problemstellung Technical and economic problems

Der beschlossene Atomausstieg [1] und der dadurch verbunden Ausbau der erneuerbaren Energieformen und zugehörigen Stromtrassen stellen große Herausforderungen für die kommenden Jahrzehnte dar. Bis zum Jahr 2020 hat sich die Europäische Union als Ziel gesetzt, den Anteil an erneuerbaren Energien am Endverbrauch um 20 Prozent zu steigern. Für Deutschland leitet sich hieraus ein verbindliches Ziel von 18 Prozent erneuerbaren Energien am gesamten Energieverbrauch bis zum Jahr 2020 ab [2]. Das Erneuerbare-Energien-Gesetz sieht zudem vor, dass erneuerbare Energien bis zum Jahr 2050 einen Anteil von mindestens 80 Prozent des Bruttostromverbrauchs decken soll [2]. Ein wichtiges Zwischenziel ist das Jahr 2020, bei dem der Anteil auf mindestens 35 Prozent gesteigert sein soll [2]. Energieszenarien haben gezeigt, dass die Windenergie eine entscheidende Rolle bei der Stromherstellung spielen wird, was einen massiven Ausbau der Windkraftkapazität

zur Folge hat; sowohl On-Shore als auch Off-Shore [3]. Jährlich sollen Leistungen von 2.500 Megawatt (netto) On-Shore errichtet werden [2]

Da die Windenergie somit ein zentraler Pfeiler der gesamten Energiewende darstellt, ist der zukünftige Bedarf an wirtschaftlichen und sicheren Turmkonstruktionen für die Erreichung der ambitioniert gesetzten Ziele unabdingbar. Seit Januar 2017 erfolgt die Höhe der Förderung für Strom aus erneuerbaren Energien wettbewerblichen Ausschreibungen. Eine realistische und wirtschaftliche Bemessung von Türmen führt daher zu erheblichen Wettbewerbsvorteilen [4].

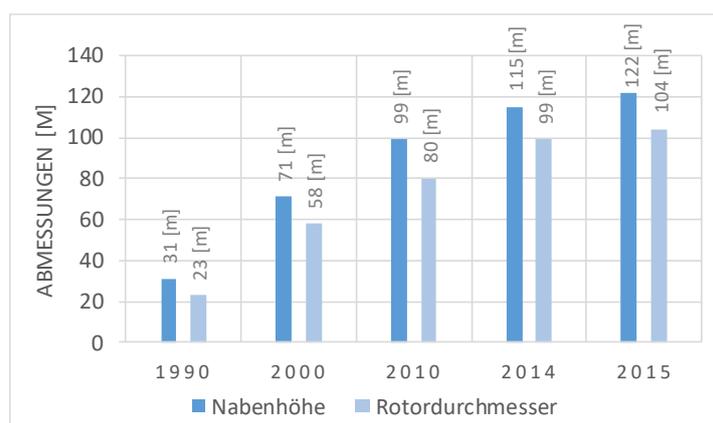


Abbildung 1-1: Größenentwicklung von On-Shore Windenergieanlagen [5]

Figure 1-1: Height of on-shore wind turbines [5]

Bei On-Shore Anlagen ist die zur Verfügung stehende Fläche begrenzt. Zur notwendigen Steigerung der Energiekapazität ist eine Zunahme der Nabenhöhe notwendig. Dies ist ein Grund für die kontinuierlich steigende Nabenhöhe in den letzten Jahren (siehe Abbildung 1-1). Bis zu einer Höhe von ca. 100-160 m ist die Luftströmung von ausgeprägten Turbulenzen gekennzeichnet („Prandtl-Schicht“). Erst darüber schließt sich eine Schicht glatterer Luftströmungen an („Ekman-Schicht“). Da die Luftströmungen in diesen Schichten teils divergierende Strömungsschichten aufweisen, ist es aus Effizienzgründen sinnvoll die Nabenhöhe oberhalb der Prandtl-Schicht anzuordnen. Aufgrund der geringeren Turbulenz und des geringeren Geschwindigkeitsgradienten in diesen Höhen ergeben sich für die Windkraftanlage geringere dynamische Lasten. Wie stark der Effekt der Strömungsturbulenz im bodennahen Bereich ausfällt, zeigt folgendes Beispiel: Das Anheben der Nabenhöhe einer Windkraftanlage von 100 m auf 160 m verbessert die Energieausbeute an der Küste lediglich um 12%, während sich im Binnenland, z.B. in Bayern, aufgrund der Bodenrauigkeit eine Effizienzsteigerung um ca. 40% realisieren lässt [6].

Für die Errichtung von Windenergieanlagen mit steigenden Nabenhöhen ist die Gitterturmbauweise in vielerlei Sicht anderen Bauweisen überlegen. Insbesondere aufgrund des effizienten Materialeinsatzes, der Flexibilität der Tragwerksentwürfe und der freien Transportmöglichkeiten können neben den ökonomischen auch zahlreichen technischen Vorteilen gegenüber klassischen Rohrtürmen benannt werden. Hierzu zählen: der klare Kraftfluss pro Stab, die einfache Anschlussdetaillierung, das

vergrößerte dynamische Dämpfungsvermögen, die einfache Fertigung, die geringe Fundamentgröße etc.

Dennoch ist der Markteinsatz von Stahlgittermasten im Bereich der Windenergietechnik derzeit begrenzt, da die spezifischen Vorteile der Bauweise, wie das günstige aerodynamische Verhalten, die systemimmanenten Dämpfungseigenschaften und die gezielte Kombinierbarkeit der Materialfestigkeiten im Bereich der Windenergietechnik derzeit nicht vollständig ausgeschöpft werden. In dem Forschungsvorhaben werden deswegen Gittermaststrukturen behandelt, die aufgrund ihrer aus der Tragwerkstopologie begründeten Montagemöglichkeiten weitere Höhensteigerungen erlauben.

1.2 Motivation Motivation

Die wirtschaftliche Bemessung von Windenergieanlagen mit Gittermasttürmen wird mit zunehmender Turmhöhe komplexer. Eine zentrale Aufgabe dabei stellt die Strukturoptimierung dar. Damit ist gemeint, dass die Tragwerkstopologie, die Ausbildung der Anschlussdetails und die Querschnittsgeometrie der gewählten Tragwerkselemente in optimaler Weise in Bezug auf die eingebrachten Lasten und Lastfallkombinationen erfolgt. Während es für die Ausbildung der Querschnittsgeometrie heutzutage recht einfach möglich ist, eine rechnergestützte Optimierung vorzunehmen, erfordert die Veränderung des Tragwerkssystems (Topologie und Anschlüsse) in der Regel manuelle Eingriffe, die stark von der Erfahrung des Planers abhängen. Gerade vor dem Hintergrund von Lasteinwirkungen, die eigentlich zufälliger Natur sind und deren Verteilungen stark variieren, ist der erreichbare Optimierungsgrad bei diesem Vorgehen, insbesondere bei komplexen Tragwerken, zwangsläufig begrenzt.

Eine weitere Verschärfung der Problematik tritt dadurch auf, dass die dynamischen Betriebslastzustände in der Regel aus transienten MKS-Rechnungen kommen. Hierbei wird eine Annahme für die Elastizität des Turmes unterstellt. Ebenfalls wird hierbei eine Annahme für den Turmvorstag, also die Beeinflussung der Strömung vor dem Tragwerk für das vorbeiziehende Rotorblatt getroffen. Infolge der Topologie-Optimierung kommt es jedoch zwangsläufig auch zu einer Veränderung der dynamischen Eigenschaften des Turmes und des aerodynamischen Turmwiderstandes. Dies macht die zuvor errechneten Beanspruchungsgrößen aus der MKS Rechnung jedoch ungültig oder zumindest ungenau. Die somit theoretisch erforderliche Iteration kann jedoch in der Praxis aufgrund des hohen Berechnungsaufwandes bei Nutzung der transienten Verfahren nicht geleistet werden.

Durch die Interaktionen der Strukturkomponenten gewinnt die Rückkopplung der zeitbezogenen MKS-Berechnungen für die Anlagenauslegung mit der Auslegung des Tragwerks zunehmend an Bedeutung. Ein vereinfachter Ansatz zur Erfassung dieser Effekte sorgt für verbesserte Optimierungsmöglichkeiten der Struktur. Erst dadurch lassen sich die Auswirkungen unterschiedlicher Profilformen und Stahlsorten auf die Wirtschaftlichkeit gezielt bewerten.

Moderne probabilistische Verfahren können auf Basis einer expliziten Formulierung der wahrscheinlichkeitstheoretischen Verteilung der wesentlichen Streuergößen zu einer deutlich realistischeren Bewertung der Struktursicherheit führen, als dies allein auf Basis der verbreiteten semi-probabilistischen Modelle möglich wäre. Windenergieanlagen werden bestimmungsgemäß in hohem Maße durch den natürlichen Wind belastet. Für eine realistische Dimensionierung in den relevanten Grenzzuständen kommt deshalb einer substantiellen Kenntnis der aerodynamischen Einwirkungsgrößen, der statischen Verteilung des natürlichen, standortbezogenen Windaufkommens und dem spektralen Gehalt der Turbulenzstruktur eine besonders hohe Bedeutung zu. Ebenfalls ist die vom Bauteilwiderstand abhängige, effektive Belastung nur durch Kenntnis realistischer Formbeiwerte (Kraft-, bzw. Druckbeiwerte) möglich. Die nähere Berücksichtigung dieser Bemessungsansätze stellt eine wirtschaftlichere Tragwerksauslegung in Aussicht.

Werden höherfeste Stähle in Turmkonstruktionen eingesetzt, so verändert sich sowohl die Relation der unterschiedlichen Grenzzustandsbewertungen (Standicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Ermüdung) untereinander, als auch die Signifikanz der einzelnen Nachweiskriterien (z.B. Querschnitts- zu Bauteilversagen). Deswegen ist es weiterhin entscheidend, die Stahlsortenwahl unter Berücksichtigung aller genannten Grenzzustandsformulierungen und im Rahmen eines individuell optimierten Tragwerks zu bewerten. Denn die Vorteile höherfester Baustähle können im Rahmen der Optimierungsstrategien gezielt eingebracht und dadurch ihr baupraktischer Einsatz bei Gittermasttürmen für WEA in Zukunft begünstigt werden.

1.3 Zielsetzung Objective

Gittermasttürme für WEA können erst dann ihre Stärken insbesondere im Bereich großer Höhen und höherfester Stähle (z.B. S460M (1.8827)) ausspielen, wenn die dynamischen Beanspruchungen, die in den ULS- und Betriebszuständen erreicht werden, für die Optimierung der Strukturtopologie verwendet werden können. Durch eine automatisierte Strukturgenerierung und -optimierung sowie probabilistischer Nachweisführung können zum einen Einflussparameter wie Stahlsorte und Nachweisstufen systematisch verglichen werden und die Marktfähigkeit von Gittermasttürmen durch eine wirtschaftlichere Bemessung die steigern.

Die übergeordneten Ziele des Forschungsvorhabens sind daher:

- Steigerung des Stromertrags durch Förderung einer Bauweise, die eine Anhebung der Nabenhöhe ermöglicht.
- Senkung der Investitionskosten durch eine optimierte Fachwerkstruktur.
- Einschätzung des Potentials unterschiedlich komplexer Nachweisstufen. Dadurch kann eine gezielte Auswahl der Berechnungswerkzeuge erfolgen.
- Erhöhte Planungssicherheit durch eine verbesserte Abschätzung dynamischer Effekte in einer frühen Phase der Bauwerksplanung durch einen vergleichsweise einfach handhabbaren Spektralansatz mit dem Nachweis bis zur Betriebsfestigkeitsebene ermöglicht werden.

- Steigerung der Wettbewerbsfähigkeit der Stahlfachwerkbauweise durch die Erkenntnisse auf der aerodynamischen Einwirkungsseite, dem Nachweiskonzept und durch die gezielte Verwendung von höherfestem Stahl.
- Senkung des Planungsaufwands durch Bemessungstools.

Die ersten Teilziele des Forschungsvorhabens sind die Gesamtanlagenmodellierung einer Horizontalachs-WEA der 3 Megawatt-Klasse nach dem Stand der Technik speziell für Schwachwindstandorte sowie die Lastmodellierung aus Anlagenbetrieb infolge der instationär ausgebildeten Luftströmung in den relevanten Betriebszuständen mit der transienten Mehrkörper-Dynamik sowie mit dem Spektralansatz. Eine exakte Vermessung der stationären und instationären Kraftbeiwerte im Grenzschichtwindkanal des Lehrstuhls für Stahlbau der RWTH-Aachen ermöglicht u.a. eine richtungsbezogene Bewertung der einwirkenden Windlasten, was letztendlich eine realistische und wirtschaftliche Bemessung ermöglicht. Ein weiteres Teilziel ist die Ermittlung von Widerstandsgrenzen sowie deren statistischen Verteilung, die Definition der lokalen Grenzzustandsformulierungen und die Implementierung der Berechnungsmethodik innerhalb einer wissenschaftlichen SFEM-Programmierungsumgebung. Als letztes Teilziel ist die Entwicklung eines Optimierungsalgorithmus, so dass eine ausgewogene Ausnutzung in den betrachteten Grenzzuständen und ein weitestgehend optimales Tragwerk erreicht werden.

2 Stand der Forschung und Entwicklung State of the research and development

Kurzfassung

Die aerodynamischen Admittanzen zur Ermittlung quasi-stationärer Windbelastungen auf räumliche Fachwerkstrukturen sind derzeit in unterschiedlichen Eurocodes und Richtlinien geregelt, die alle auf Untersuchungen von Flachsbart aus den Jahren 1934 und 1935 beruhen. Völligkeiten typischer Fachwerktürme sind dabei nicht ermittelt worden. Kenntnisse hierüber sind von großem wissenschaftlichen Interesse. Die derzeit übliche semi-probabilistische Nachweisführung bietet bei Fachwerktürmen Einsparpotential durch die Verwendung vollprobabilistischer Methoden. Durch angepasste Sicherheitsfaktoren ist eine Überführung in die semi-probabilistische Bemessung möglich und kann zu einer wirtschaftlicheren Bauweise führen. Durch den Einsatz höherfester Stähle sowie einer Optimierungsstrategie kann das Potential von Fachwerktürmen voll ausgeschöpft werden.

Abstract

The aerodynamic admittances for determining the quasi-stationary wind loads on lattice towers are currently governed by various Eurocodes and guidelines, which are mainly based on studies from Flachsbart in 1934 and 1935. The solidity ratio of typical lattice towers has not been determined fully. Knowledge of this is of great scientific interest. The current semi-probabilistic design procedure offers potential for lattice towers by the use of fully probabilistic methods. Adapted safety factors make it possible to convert to semi-probabilistic design and can lead to a more economical design. By using higher-strength steels and an optimization strategy, the potential of lattice towers can be fully exploited.

2.1 Montage Construction

Ein wesentlicher Vorteil von Gittermaststrukturen ist die mögliche Erreichung besonders großer Nabenhöhen durch örtliche Montagekonzepte. Aus diesem Grund kommen bei großen Windenergieanlagen in der Regel Laschen-Anschlüsse mit gleitfest vorgespannten Schraubverbindungen zum Einsatz. Statt konventioneller Schraubengarnituren werden heutzutage aufgrund des besseren Langzeitverhaltens und der geringeren Wartungsanfälligkeit überwiegend Schließringbolzen eingesetzt ([7], [8], [9]). Dieser Anschlusstyp wird im Rahmen der Untersuchungen unterstellt.

2.2 Windbelastung auf den Turm Wind load on the tower

Die Windbelastung von Turmstrukturen wird i.A. auf Basis von aerodynamischen Formbeiwerten nach der gültigen Windlastnorm Eurocode 1 [10], Eurocode 3 [11] oder nach der DIBt-Richtlinie für WEA [12] bewertet. Das im Eurocode 1 vorgeschlagene Verfahren orientiert sich im Wesentlichen an die frühere Windlastnorm DIN 1055-4 [13]. Für räumliche Fachwerke wird unterschieden zwischen Gitterstrukturen mit scharfkantigen und zylindrischen Hohlprofilen. Für vierstielige Fachwerke werden zwei Kraftbeiwerte für Anströmrichtungen angegeben: senkrecht und diagonal zum quadratischem Querschnitt [14]. Für die Bemessung des Tragwerks sollten beide Situationen berücksichtigt werden.

Der derzeit gültige Eurocode 3 [11] berücksichtigt, dass räumliche Fachwerke nicht ausschließlich nur aus scharfkantigen oder nur aus kreisrunden Profilen bestehen können. Der zur Bemessung notwendige Gesamtkraftbeiwert $c_{f,s,0}$ setzt sich aus zwei Anteilen zusammen und wird entsprechend den Flächenanteilen der einzelnen Profilen gewichtet [14]. Scharfkantige und runde Profile werden (z.B. zusammen in der einer Fachwerkstruktur) in Abhängigkeit der entsprechenden Kraftbeiwerte und Völligkeitsgrade φ angesetzt. Nach Einschätzung von [14] sind die Kraftbeiwerte aus dem Eurocode 3 [11] zumindest angelehnt an die bereits seit Jahren verwendeten Angaben aus dem Eurocode 1 [10]. Abbildung 2-1 vergleicht die Kraftbeiwerte beider Normungen miteinander.

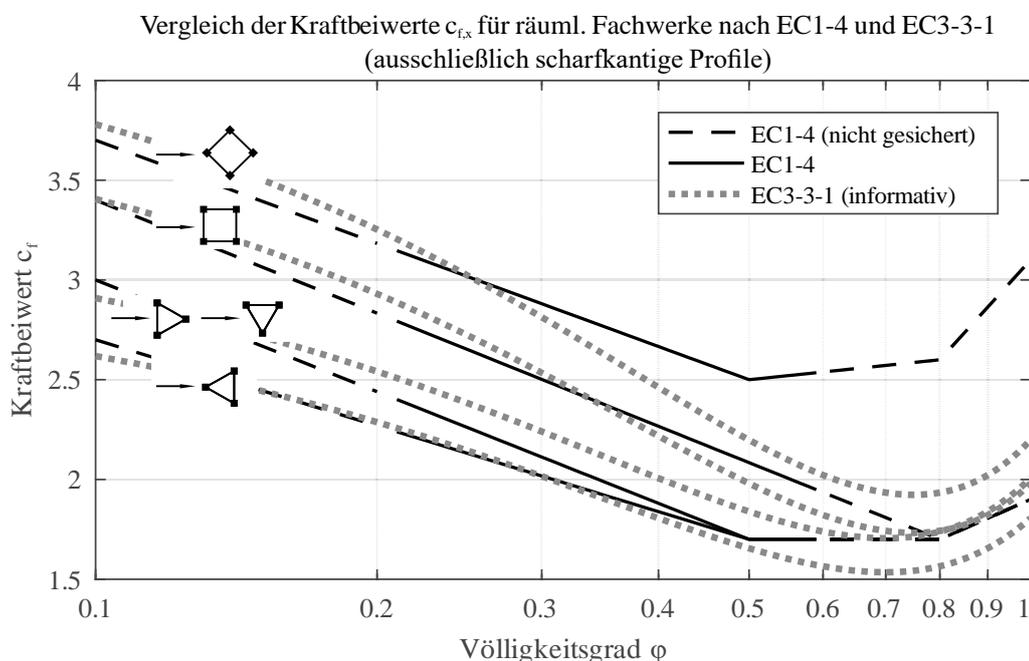


Abbildung 2-1: Vergleich der Kraftbeiwerte für räumliche Fachwerke nach EC1-4 und EC3-3-1

Figure 2-1: Comparison of the force coefficient according to EC1-4 and EC3-3-1

Die logarithmische Interpolation des Eurocodes 1 wurde im Eurocode 3 linearisiert. Die Kraftniveaus höhere Völligkeitsgrade bei quadratischen Querschnitten unterscheiden sich bei Schräganströmung gänzlich.

Die ESDU-Richtlinie [15, 15] gibt ebenfalls Kraftbeiwerte für räumliche Fachwerke an. Nach [14] beziehen sich letztendlich alle genannten Verfahren (EC1, EC3 und ESDU) auf die Untersuchungen von Flachsbar aus dem Jahre 1934 und 1935 [16, 17]. Diese im Windkanal vermessen Fachwerke beziehen sich auf Völligkeiten oberhalb von 20%, weshalb der Eurocode 1 vermutlich die Werte unterhalb dieser Grenze als „nicht abgesichert“ einstuft (siehe gestrichelte Linie Abbildung 2-1). Da hohe Fachwerktürme häufig mit geringen Völligkeitsgraden als 20 % ausgeführt werden, sind systematische Untersuchungen nach dem aktuellen Stand der Wissenschaft von hohem Interesse; sowohl für die Wissenschaft als auch für die Baupraxis. Außerdem beziehen sich die Lastbeiwerte auf Untersuchungen, die für tiefergehende probabilistische Bemessungsverfahren, bei denen die Richtungsabhängigkeit der Lastwirkung miterfasst wird, nicht ausreichend detailliert sind.

2.3 Belastung des Turms durch die Windenergieanlage Wind turbine load on the tower

Die Bestimmung der Belastung durch die Windenergieanlage ist für die Auslegung des Turmes signifikant. Die Auslegung von Windenergieanlagen wird nach DIN 61400-1 [18] durchgeführt. Für die Auslegung der Windenergieanlage und Turmbemessung müssen alle Betriebs-, Fehler-, und Sonderzustände berücksichtigt werden. Die Simulationen für die Belastungen werden im Zeitbereich durchgeführt. Für die Bestimmung der Belastung sind insbesondere die Windbedingungen relevant. Hier wird das spektrale und exponentielle Kohärenzmodell von Kaimal verwendet, dieses Modell liefert ein dreidimensionales Windfeld, welches über eine aerodynamische Berechnung die Lasten auf das Rotorblatt aufprägt. Zur statistischen Absicherung der Windfelder müssen mehrere Windfelder mit gleichen Eingangsbedingungen, jedoch unterschiedlichen Zufallswerten für den Zeitbereich erzeugt werden.

Neben der Aerodynamik muss ebenfalls die Elastizität des Rotorblattes berücksichtigt werden, da im Betrieb Durchbiegungen des Blattes von bis zu 10% der Blattlänge auftreten können. Die Durchbiegung des Rotorblattes beeinflusst wiederum die Aerodynamik, sodass hier nur ein geschlossener Lösungsalgorithmus zum Einsatz kommen kann. Die Steuerung einer realen Anlage muss ebenfalls berücksichtigt werden, da die Windbelastung von der gewählten Pitchregelung der Rotorblätter abhängt.

Die Turmdynamik ist ebenfalls für die Berechnung der Belastung relevant, da der Turm im Betrieb bis zu 0,5 m schwanken kann und diese Schwingung in der Turmeigenfrequenz sich ebenfalls auf die Aerodynamik auswirkt (aeroelastischer Effekt). Neben der Möglichkeit die Auslegung der Windenergieanlage über die DIN 61400-1 durchzuführen, kann ebenfalls die Richtlinie des Germanischen Lloyd [19] verwendet werden.

2.4 Nachweisführung Verification

Derzeit werden Turmkonstruktionen nahezu ausnahmslos nach dem semi-probabilistischen Konzept auf der Basis charakteristischer Lasteinwirkungen und Widerstandswerte in Verbindung mit (unabhängigen) Teilsicherheitsbeiwerten dimensioniert. Aufgrund spezifischer Vorarbeiten [20], ist heute die Bemessung von Strukturen auch auf Basis probabilistischer Modelle im Ausnahmefall gangbar. Mit Blick auf Fachwerkstrukturen wird dies beispielsweise bei Freileitungsmasten praktiziert. Daran zeigt sich, dass gezielte Untersuchungen an bestimmten Konstruktionsformen und ihren typischen Belastungsmustern einerseits dazu beitragen, die notwendigen statistischen Informationen bereitzustellen und diese in den Nachweisen zu verwenden. Andererseits ist somit auch eine Transfermöglichkeit in das gängige semi-probabilistische Nachweismodell gegeben, indem angepasste Sicherheitsfaktoren abgeleitet werden. Exemplarische Bemessungsansätze nach probabilistischen Methoden wurden in den vergangenen Jahren von verschiedenen Autoren veröffentlicht ([21], [20], [22]). Ein sehr detaillierter Einblick in die Anwendung des Verfahrens am Beispiel von Stahlgittermasten im Freileitungsbau wurde in der Dissertation vom *Mix* [20]. gegeben. Bauordnungsrechtlich kann eine probabilistische Bemessung mit Zustimmung des Bauherrn und der zuständigen Behörde erfolgen. Dies ist im EC 0 [23] explizit geregelt. Entsprechende Verfahrenshinweise werden in dieser Norm benannt. Dennoch werden heutzutage nur in wenigen Ausnahmefällen diese komplexeren Verfahren angewendet, was vor allem mit der Notwendigkeit einer zutreffenden Beschreibung der statistischen Verteilungsgrößen für die beteiligten Variablen zu begründen ist. Eine grundlegende Studie zur Berücksichtigung probabilistischer Methoden bei WEA wurde bereits 1996 von *Lange* vorgelegt. Er beschäftigte sich dabei insbesondere mit der Versagenswahrscheinlichkeit im Grenzzustand der Ermüdung. In Bezug auf eine probabilistische Bewertung von Rotorblättern von WEA kamen in der Vergangenheit probabilistische Methoden zur Anwendung [24].

In einer aktuellen Studie untersuchte *Moan* im speziellen offshore Standorte in probabilistischer Hinsicht [25]. *Veldkamp* [26] wendete ebenfalls ein probabilistisches Konzept für WEA an und berücksichtigte dabei sowohl strukturelle Grenzzustandsfunktionen, als auch ökonomische. In Rahmen dieses Projektes wurden auch typische Verteilungen identifiziert, die für weitere Untersuchungen hilfreich sein können.

2.5 Aeroelastisches Antwortverhalten Aeroelastic tower response

Schlanke Tragwerke neigen aufgrund der zumeist geringen Eigenfrequenzlage zu winderregten Schwingungen als Folge der niederfrequenten Anregung aus der Bögigkeit und der Turbulenzstruktur der Windlast. In der Regel erfolgt bei WEA die Bestimmung des Beanspruchungszustandes im Grenzzustand der Materialermüdung anhand von Zeitverlaufsberechnungen auf Basis künstlicher Windzeitreihen und numerischer

Rainflow-Analyse (Betriebsfestigkeitsnachweis). Die Berechnungszeiten und der technische Berechnungsaufwand sind jedoch so erheblich, dass eine prüffähige Strukturberechnung, wie sie im bauaufsichtlich geregelten Bereich erforderlich ist, in der Regel nicht möglich ist. Zudem lässt sich ein mögliches Optimierungspotential mit diesen Methoden oft nicht vollständig erschließen. Am Institut für Stahlbau wurden alternativ zu aufwendigen Zeitschrittberechnungen für dynamische, stochastische Windbelastung multivariate Spektralverfahren verwendet [27] [28, 29]. Diese Methoden führen, verglichen mit Zeitverfahren, zu vergleichbaren Berechnungsergebnissen [30, 31]. Aufgrund ihrer frequenzbezogenen Formulierung sind sie erheblich weniger rechenintensiv. Diese Verfahren wurden im Rahmen des Vorhabens gezielt weiter ausgebaut.

2.6 Optimierung Optimization

Für die Strukturoptimierung haben in den vergangenen Jahren Verfahren Bedeutung erlangt, die in der Lage sind, Tragwerkssysteme nicht nur deterministisch abzubilden, sondern die Gleichgewichtsformulierung in Abhängigkeit festgelegter Entwurfsvariablen zu formulieren. Dies können im Hinblick auf Gittermasttürme zum Beispiel zentrale geometrische Größen wie maximale Spreizung, Neigung und Höhenabschnitte für Eiffelisierungen (Neigungswechsel) sein. Ferner können auch stochastisch bedingte Schwankungen (Materialstreuung, geometrische Imperfektionen etc.) Teil des Optimierungsproblems werden. Diese Vorgehensweise, bestimmte Größen im Rahmen der Tragwerksberechnung variabel zu halten, wird als stochastische Finite Elemente Methode (SFEM) bezeichnet [32]. Die Anwendung der SFEM auf Gittermasttürme bietet hohes Optimierungspotential.

2.7 Verwendung höherfeste Stähle Use of higher steel strength

Die Verwendung höherfester Stähle ermöglicht neue Konstruktionsfreiheiten für den Stahlbau. Im Bauwesen werden entsprechende Erzeugnisse z.B. im Kranbau bereits seit Jahren erfolgreich eingesetzt. Neben der mit Ihnen verbundenen Materialeinsparung zeigen vor allem thermomechanisch gewalzte Stähle (z.B. S460M) ein deutlich verbessertes Schweißverhalten gegenüber konventionellen Baustählen. Da bei diesen Stählen häufig auf Vorwärmung verzichtet werden kann, gestaltet sich der Arbeitsablauf insgesamt deutlich effizienter (vgl. [33]).

Im Turmbau stellen höhere Stahlfestigkeiten derzeit noch eine Ausnahme dar. Sie bieten jedoch gutes Potential in Bereichen großer Höhen, wenn die Strukturen umfassend optimiert werden. Eine fundierte Bewertung unter technischen Optimierungskriterien wurde jedoch noch nicht durchgeführt.

3 Merkmale der Windenergieanlage Characteristics of the wind turbine

Kurzfassung

Die Definition einer Referenzwindenergieanlage und deren Standort zur Ermittlung der benötigten Lasten auf die zu untersuchende Turmstruktur ist Grundvoraussetzung aller sich anschließenden Untersuchungen. In diesem Kapitel werden die Anlagendetails und der Standort festgelegt, auf welche die nachfolgenden Untersuchungen der Windenergieanlage beruhen.

Abstract

The definition of a reference wind turbine and its location is necessary for determining the design loads on the truss tower and is a basic requirement of all subsequent investigations. This chapter defines the wind turbine in detail and the location on which all subsequent investigations are based-on.

3.1 Standort und aerodynamische Lasten Location and aerodynamic loads

Im Hinblick auf die sichere Auslegung der Maststruktur ist es von entscheidender Bedeutung, an welchem Standort das Bauwerk errichtet wird, welche Lastbedingungen dort vorherrschen und welchen Einsatzzweck das Bauwerk hat. Entsprechend des Einsatzzweckes einer Tragstruktur werden unterschiedliche Anbauten am Tragwerk benötigt. Entsprechend ist das Lastszenario einer Windenergieanlage, die von einem Gittermast getragen wird, grundlegend anderes als z.B. für eine Gruppe von Mobilfunkantennen.

Für die Berechnungen im Rahmen dieses Forschungsprojektes wird bewusst ein Schwachwindstandort gewählt, da hier die erreichbaren hohen Nabenhöhen durch eine Gittermastbauweise besonders vorteilhaft sind. Der gewählte Standort ist Aachen. Hieraus leitet sich auch die Weibullverteilung für die vorherrschenden Windgeschwindigkeiten ab.

Die Nabenhöhe der Referenzstruktur wird zu 160 m festgelegt und entspricht damit der Höhe des bisher höchsten für Windenergieanlagen gebauten Gitterturme.

3.2 Anlagenparameter und Anforderungen an den Turm Wind turbine parameter and tower requirements

Windenergieanlagen werden in drei bzw. vier Windklassen in der Auslegungsrichtlinie unterteilt. Für die Klassen I-III sind feste Weibullparameter in der Norm vorgegeben, so dass damit die Windbedingungen an einem Standort definiert sind. Die daraus berechneten Verteilungsfunktionen sind in Abbildung 3-1 dargestellt. Die vierte Kategorie „S“ ist vom Anlagenhersteller selber individuell zu spezifizieren. Zudem werden die Windenergieanlagen in drei Turbulenzklassen A, B und C unterteilt, die ebenfalls in der Norm [18] vorgegeben werden.

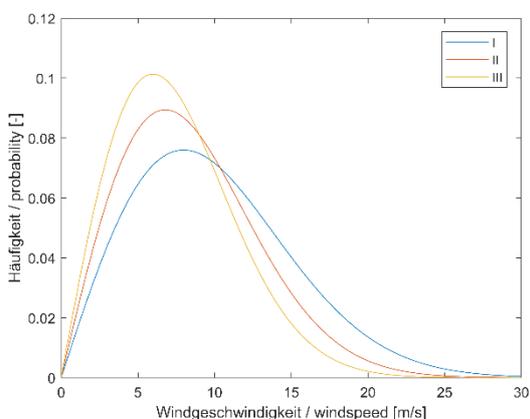


Abbildung 3-1: Weibullverteilung für Klasse I-III

Figure 3 1: Weibull distribution for classe I-III

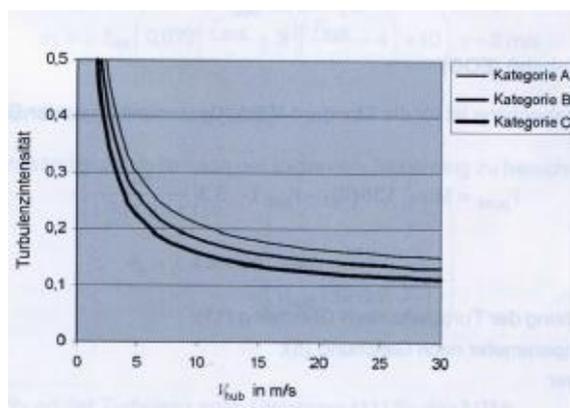


Abbildung 3-2: Turbulenzintensität (Auszug DIN61400-1) [18]

Figure 3 2: turbulence intensity acc. To DIN 61400-1 [18]

Die Windenergieanlagenklassen müssen zu dem ausgewählten Standort passen. Als Standort wurde der Standort Aachen gewählt, dessen Weibullverteilung in Abbildung 3-3 gezeigt wird. Der Standort einer Windenergieanlage ganz wesentlich über den zu erwartenden Energieertrag einerseits aber auch über die Strukturbelastung andererseits entscheidet, zeigt Abbildung 3-3 (rechts) die Weibullverteilung für die mittlere Windgeschwindigkeit am gewählten Anlagenstandort Aachen.

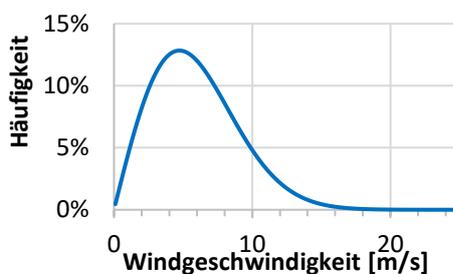


Abbildung 3-3: Weibullverteilung für den Standort Aachen

Figure 3-3: Weibull distribution for the location Aachen

Die Windenergieanlage wird damit wie eine heutige im Onshore-Bereich aufgebaute Schwachwindenergieanlage ausgelegt, gemäß Klasse III mit höchster Turbulenz A berechnet.

Für die weitere Dimensionierung des Tragwerks ist der gewählte Anlagentyp von entscheidender Bedeutung für die Dimensionierung bzw. Optimierung. Sowohl der Rotordurchmesser, die zu erzielende Anlagenleistung sowie die Regelung der Anlage haben wesentliche Auswirkungen auf die Lasten des Tragwerks. Für die Referenz-WEA sind folgende Strukturparameter sowie Randbedingungen festgelegt.

Tabelle 3-1: Technische Anlagenparameter

Table 3-1: Technical parameter

Beschreibung	Parameter
Mechanische Leistung an der Rotorwelle	3,2MW
Rotordurchmesser	126m
Einschalt-/Abschaltwindgeschwindigkeit	3/25 m/s
Nennwindgeschwindigkeit:	10m/s
Drehzahlbereich	4,3-11min ⁻¹
Hauptlagerung	4-Punktlagerung
Getriebeübersetzung	91
Regelung	Pitchverstellung / Generatorregelung
Nabenhöhe	160m
Turmkopfmasse	100 t
Rotormasse	126 t

Bezüglich des Rotorblattes sind die Blattparameter gewählt worden, die sich weitgehend mit den Kennwerten einer von NREL definierten 5MW-Referenzanlage mit Rotorblatt decken. Hier konnte auf Strukturdaten und aerodynamische Parameter, wie Profilpolaren aus Veröffentlichungen zurückgegriffen werden, so dass aus wissenschaftlicher Sicht eine Vergleichbarkeit gewährleistet ist [32] (vgl. Abschnitt 4.2).

Windenergieanlagen müssen aktiv geregelt werden, um die Leistung bei höheren Windgeschwindigkeiten zu begrenzen. Die hier verwendete Windenergieanlage erreicht ihr Leistungsmaximum bei einer Windgeschwindigkeit von ungefähr 10m/s. Bis zu dieser Windgeschwindigkeit kann der Generator mit Hilfe einer Drehmomenten/Drehzahlkennlinie gesteuert werden. Sobald der Generator Nennmoment bzw. die Windenergieanlage Nennleistung produziert muss die Leistung mit Hilfe des Blattverstellsystems begrenzt werden. Hierfür kommt ein PI-Regler zum Einsatz der die Drehzahl als Regelgröße nutzt und als Stellgröße den Pitchwinkel zur Verfügung hat.

Die Leistungskurve der Windenergieanlage ist in Abbildung 3-4 dargestellt.

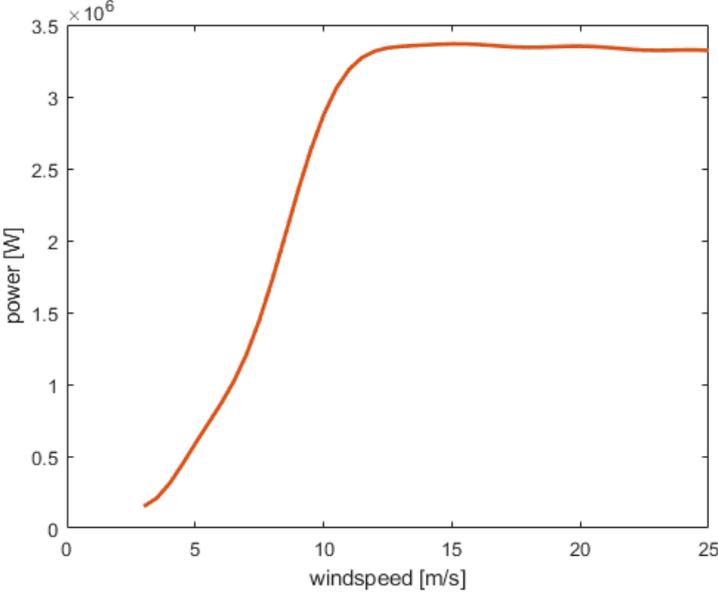


Abbildung 3-4: Leistungskennlinie

Figure 3-4: power curve

4 Lastmodellierung aus Anlagenbetrieb Wind turbine operation load assumptions

Kurzfassung

Ein stochastisches Berechnungsverfahren (SST) zur Nachweisführung der Gittermaststruktur wurde während des Forschungsvorhabens entwickelt. Zur Verifizierung dieses Näherungsverfahrens sind die spektralen Lastgrößen mit den Ergebnissen der Lastberechnung durch Mehrkörpersimulation (MKS) im Zeitschrittverfahren verglichen.

Abstract

A spectral computation approach has been derived to achieve the structural responses needed for the verifications in the ultimate limit state. The obtained values have been compared to time-based responses derived by multi-body simulation (MBS).

4.1 MKS-Verfahren Rotorlasten MKS-Method rotor loads

Im Rahmen der MKS-Simulationen werden die am drehenden Rotor resultierenden Lasten nach Stand der Technik mit Hilfe der Blattelement-Theorie (BEM) berechnet. Mit der BEM wird für jedes Rotorblatt abschnittsweise die lokale Windgeschwindigkeit mit der Blattgeschwindigkeit und der elastischen Verformungsgeschwindigkeit vektoriell überlagert und auf Basis charakteristischer aerodynamischer Beiwerte die resultierende Kraft bestimmt und an definierten Markern der Blattstruktur aufgeprägt, vgl. Abbildung 4-1. Zusätzliche Einflüsse wie der Turmvorstau, Blattspitzenumströmung sowie halbempirische Verfahren zur Bestimmung der aerodynamischen Dämpfung am Rotorblatt werden berücksichtigt. Die Rotorblattstruktur selbst wird elastisch abgebildet, sodass die Wechselwirkung aus Aerodynamik und Strukturmechanik miteingefasst wird. Die elastische Abbildung der Blattstruktur erfolgt in der Finiten-Elemente Umgebung und wird über ein Gelege aus Glasfasern und Carbonfasern mit entsprechenden Schichtdickenverteilungen realisiert. Das Modell aus der finiten Elemente Umgebung wird dann als Craig-Bampton modal reduziertes Modell in der Mehrkörpersimulation berücksichtigt. Da die Blattverformung für die weiteren Untersuchungen des Gittermastes ebenfalls relevant ist, wird dieses Verfahren für die Abbildung des elastischen Blattes gewählt. Als Lasteingangsgröße dienen im Voraus berechnete räumlich und zeitlich stochastisch verteilte Windgeschwindigkeitsfelder mittels van Kaimal Spektralverfahren.



Abbildung 4-1 Rotorstrukturmodell des Referenzrotors mit Darstellung der zur aerodynamischen Lastaufprägung verwendeten Marker

Figure 4-1: Rotor model of the reference turbine showing applied loads]

Die Referenz-WEA wird entsprechend für Windgeschwindigkeiten oberhalb von der Nennwindgeschwindigkeit, 10m/s in der Leistungsabgabe auf Nennleistung begrenzt. Hierfür wurde eine entsprechende Anlagensteuerung entsprechend in der Umgebung MATLAB/Simulink implementiert. Die Pitchregelung wird mittels PI-Regler umgesetzt und die Generatorsteuerung folgt vereinfacht einer Kennlinie.

Das MKS-Verfahren wurde in Co-Simulation genutzt, um ausgewählte, in der Norm definierte, Auslegungslastfälle zu berechnen. Aus den Lastberechnungen wurden im Weiteren die Schnittlasten zur Vordimensionierung der Gitterturmstruktur abgeleitet. Im weiteren Verlauf des Projekts werden die Ergebnisse der Lastrechnung zur Verifizierung des SST-Ansatzes genutzt werden.

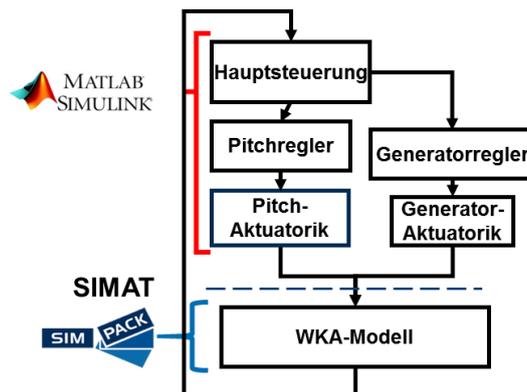


Abbildung 4-2 Struktur der Simulationsumgebung mit Anlagensteuerung in Co-Simulation mit dem MKS-Modell der Referenz-WEA (Simpack)

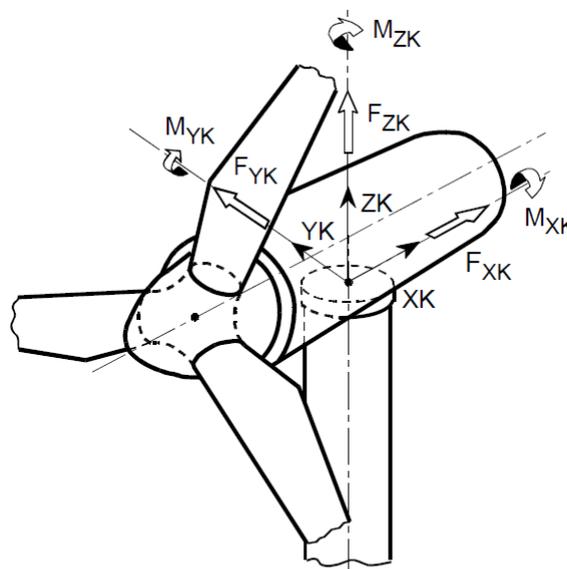
Figure 4-2: Simulation structure with turbine control in co-simulation with the MKS model of the reference

Die Lastenrechnung wurde nach IEC 61400-1 [37] durchgeführt. Die zu berücksichtigten Auslegungslastfälle (DLC) wurden auf die folgenden sechs relevanten Betriebskategorien beschränkt:

- Produktionsbetrieb
- Produktionsbetrieb mit Fehlerereignis
- Start
- Normale Abschaltung
- Notabschaltung
- Parken (Stillstand und Leerlauf)

Aus diesen Kategorien ergeben sich aufgrund der anzusetzenden Bedingungen für die Berechnung der Lasten insgesamt ca. 2000 Lastfälle zu je ca. 15 min Rechenzeit. Um den Simulationsaufwand im Rahmen dieses Projekts zu begrenzen, wurden einzelne weniger relevante Lastfälle vernachlässigt. So werden z. B. Fehler im Produktionsbetrieb, wie Pitchwinkelstellfehler oder Massenunwuchten vernachlässigt und von einer ideal produzierenden WEA ausgegangen. Ebenfalls wurde die Anzahl der für eine Windgeschwindigkeit zu berechnenden stochastischen Windfelder von 15 auf sechs reduziert. Die zu berechnenden Lastfälle wurden damit auf insgesamt nur noch 400 Lastfälle begrenzt. Dies reduziert den Berechnungsaufwand im Rahmen dieses Projekts auf ein Fünftel, ohne dass wesentliche Ergebnisse verloren gehen.

Die Lasten werden als Zeitreihen im Turmkopfkoordinatensystem (siehe folgende Abbildung) zur Verfügung gestellt.



- XK horizontal in direction of the rotor axis, fixed to nacelle
- ZK vertically upwards
- YK horizontally sideways, so that XK, YK, ZK rotate clockwise

Abbildung 4-3 Koordinatensystem der Lasten gemäß GL-Richtlinie [19]

Figure 4-3: Coordinate system of loads according to GL-guideline [19]

Die Auswertung der Lasten erfolgt zum einen als Verweildauerzählung, kombiniert mit entsprechenden Häufigkeiten gemäß der Weibullverteilung für die Betriebslasten und für Fehlerfälle gemäß den Vorgaben der „Richtlinie für Windenergieanlagen“ vom Deutschen Institut für Bautechnik [12] bzw. der Richtlinie des Germanischen Lloyds [19].

Für den Produktionsbetrieb sind in folgenden Grafiken die Lasten am Turmkopf als Verweildauerzählung dargestellt.

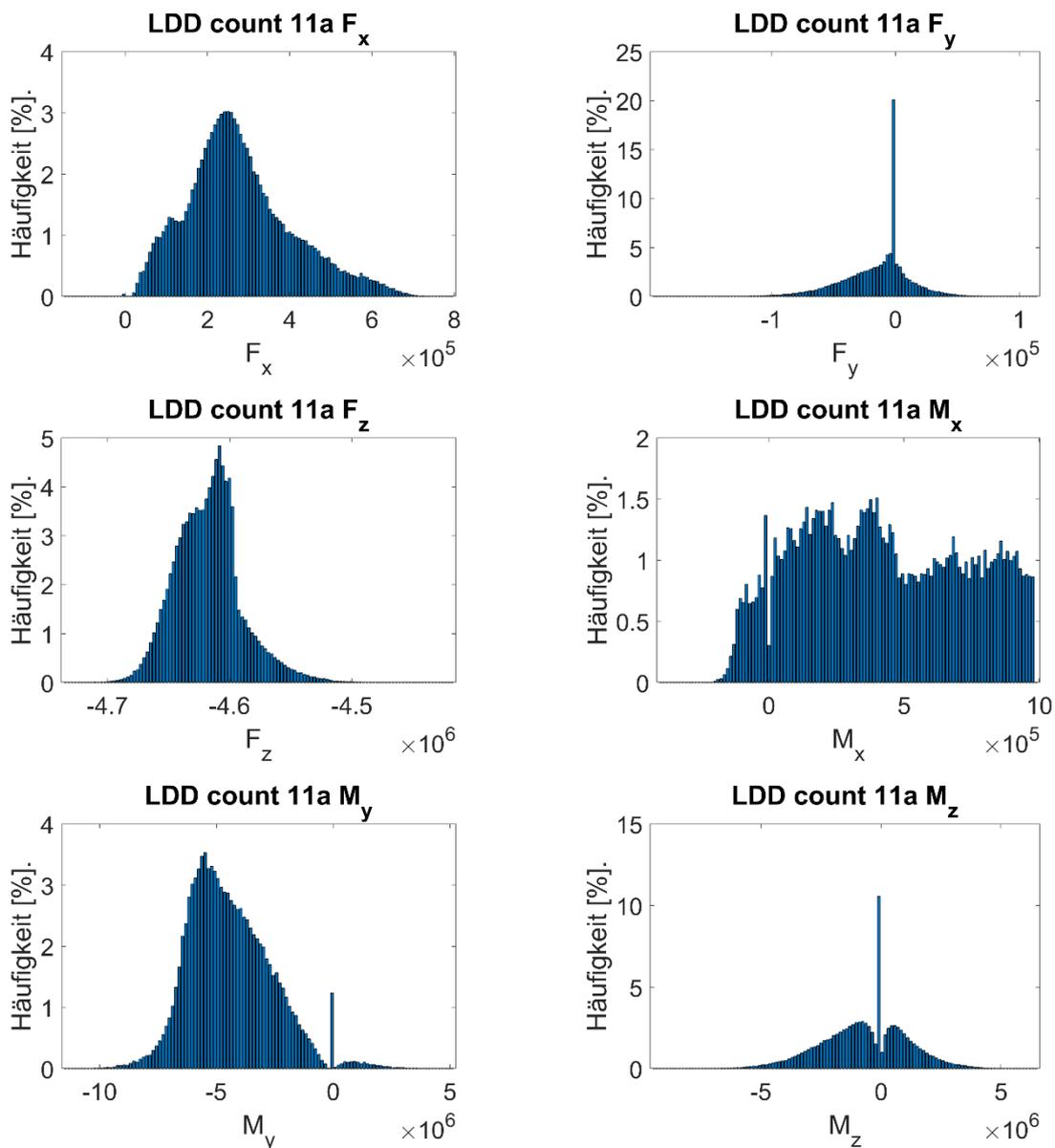


Abbildung 4-4 Verweildauerzählung der Kräfte in N & Biegemomente in Nm als Betriebslastfälle im Turmkopfkoordinatensystem

Figure 4-4: Occupancy duration of forces as operating load cases in the tower head coordinate system

Ebenfalls werden Extremlasttabellen angelegt und Rainflow-Zählungen durchgeführt.

Ein Beispiel für eine Extremlasttabelle für den Produktionsbetrieb ist in folgender Abbildung dargestellt.

	Datei	time	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
F_x	KOS_T_DLC_11a1_V_120_A_NTM_H_1120_HN_16200_t_800_01.mat	422.9600	7.9464e+05	-574.4473	-4.6510e+06	2.4968e+06	-3.2591e+06	-1.4731e+06
F_y	KOS_T_DLC_11a1_V_200_A_NTM_H_1120_HN_16200_t_800_01.mat	337.8800	3.1746e+05	1.1610e+05	-4.5560e+06	1.9295e+06	-8.9876e+06	-4.1900e+06
F_z	KOS_T_DLC_11a1_V_240_A_NTM_H_1120_HN_16200_t_800_01.mat	385.6400	1.7796e+05	-3.5301e+04	-4.4153e+06	1.9543e+06	2.7277e+06	-7.4325e+06
M_x	KOS_T_DLC_11a1_V_240_A_NTM_H_1120_HN_16200_t_800_01.mat	350.7700	8.5121e+04	-1.4629e+05	-4.6485e+06	3.4719e+06	-1.1068e+06	4.4568e+06
M_y	KOS_T_DLC_11a1_V_250_A_NTM_H_1120_HN_16200_t_800_01.mat	552.3400	7.7127e+04	-1.3732e+05	-4.5266e+06	2.9442e+06	5.0944e+06	-3.5798e+05
M_z	KOS_T_DLC_11a1_V_230_A_NTM_H_1120_HN_16200_t_800_01.mat	361.0900	1.9884e+05	-4.4130e+04	-4.6815e+06	3.4364e+06	-2.9387e+06	6.4662e+06

Abbildung 4-5 Lasttabelle für Betriebszustände

Figure 4-5: Load table for operating states

Die Tabelle zeigt auf der diagonalen Ebene die jeweiligen Maxima für die Kräfte und Momente im Turm Kopfkoordinatensystem und deren zugehörigen Kräfte und Momente.

4.2 SST-Verfahren Rotorlasten SST-Method rotor loads

Bei Turmtragwerken von Windenergieanlagen spielen die extrem hohen Schwingspielzahlen und die strukturdynamischen Überhöhungseffekte eine maßgebende Rolle. Aus diesem Grund kommt ihrer möglichst genauen Berechnung auch eine zentrale Bedeutung für die Auslegung der Tragwerkskomponenten zu. Entsprechend ist der numerische Aufwand für die genaue Prognose der zu erwartenden Spannungskollektive. Zudem sehen die Bemessungsnormen vor, dass eine breite Variation von Lastszenarien in Betriebs- und Fehlermoden zu untersuchen sind. Dies widerspricht jedoch aufgrund des hohen Berechnungsaufwandes dem Ziel dieser Studie, geometrische Optimierungen im Bereich des Gittermast-Tragwerkes vorzunehmen. Aus diesem Grund wurde untersucht, inwiefern auch spektrale Berechnungsverfahren zumindest im Rahmen einer Vorabschätzung eingesetzt werden können.

Im Bereich des Windingenieurwesens ist es gängige Praxis die komplexen zufälligen Windeinwirkungen, die auf flexible Strukturen einwirken, mittels stochastischer Methoden im Frequenzbereich zu beschreiben. Ein Beispiel für diese Vorgehensweise ist das Verfahren des Böenreaktionsfaktors, welches im Eurocode 1 definiert ist. Neben diesem vereinfachten Ansatz für Einfreiheitsgradschwinger besteht zudem die Möglichkeit, das Strukturverhalten von komplexeren Strukturen als Mehrfreiheitsgradschwinger zu betrachten, solange ein linear-elastisches Tragverhalten vorliegt.

Mit Blick auf das dynamische Verhalten von Windkraftanlagen ermöglicht es dieser Ansatz, die notwendige Beschreibung des räumlichen Windfeldes mit komplexen Spektralmatrizen zu beschreiben. Der wesentliche Vorteil dabei ist es, dass der Algorithmus deutlicher schneller arbeitet, als zeitbasierte Methoden. Zudem ist es einfacher, die Interferenzwirkung von einigen dynamischen Effekten im Spektralbereich zu beschreiben (beispielsweise im Bereich der Boden-Bauwerk-Interaktion).

Mit der hier beschriebenen Vorgehensweise können insbesondere die Tragstrukturen von Türmen, Masten, Schornsteinen und Windkraftanlagen behandelt werden, wobei für letzteres das globale dynamische Verhalten anhand vereinfachender Modellierungen auch in Bezug auf das Verhalten des Anlagenbetriebes abgebildet wird.

4.2.1 Berücksichtigung der zufälligen Windlasten **Consideration of the random wind loads**

Mit Blick auf das zufällige Lastverhalten wird die Antwort der Struktur von den dynamischen Eigenschaften des Systems beeinflusst. Abhängig von der Verteilung der Struktureigenfrequenzen, der Eigenformen und des Dämpfungsverhaltens, können sowohl die maximalen Spannungsamplituden als auch die Häufigkeitsverteilungen der Spannungszyklen für die relevanten Strukturdetails deutlich variieren.

Aufgrund des Energiegehaltes des natürlichen Windes werden insbesondere schlanke Strukturen mit niedrigen Eigenfrequenzen zu betont verstärkten Spannungsamplituden angeregt. Windkraftanlagen sind besonders schlank, zumal ihre Effizienz in hohem Maße von der Nabenhöhe und den Erstellungskosten des Turms abhängen. Zudem sorgt die hohe Kopfmass zu einer besonders niedrigen Lage der ersten Eigenfrequenzen. Der hohe Kostendruck macht es auch unbedingt notwendig, eine möglichst optimale Tragwerksausbildung zu finden – zumeist zu Lasten der Tragwerkssteifigkeit. In der Folge sind Windkraftanlagen in höchstem Maße anfällig für windinduzierte Schwingungen, so dass diese zwingend in der Tragwerksberechnung zu berücksichtigen sind.

Im Allgemeinen existieren zwei Berechnungswege zur Prognose der Tragwerksantworten aufgrund der dynamischen Belastung: Man unterscheidet zeitbasierte und frequenzbasierte Verfahren. Die Beschreibung der zufälligen Windbelastung im Frequenzbereich ist vorteilhaft, da diese die stochastische Variation bereits beinhaltet und für einen gegebenen Standort somit eindeutig ist. Wird die Windbelastung im Zeitbereich (numerisch) aufbereitet, so handelt es sich immer nur um ein zufälliges Ereignis, das aber nicht die Gesamtheit des Zufallsprozesses abdecken kann. Hilfsweise müssen deshalb mehrere unabhängige Szenarien generiert werden, und die weiterführende Berechnung dann ebenfalls entsprechend wiederholt werden. Bei der Tragwerksberechnung und auch bei der Analyse der Ergebnisse sind ebenfalls beide Berechnungsdomänen denkbar. Die zeitbasierten Verfahren haben hier Genauigkeitsvorteile und es lassen es auch zu, nichtlineare Effekte zu berücksichtigen. Führt man die Tragwerksberechnung im Frequenzbereich durch, gelingt dieses schnell und ohne die Notwendigkeit von wiederholten Berechnungen. Die Aussagekraft ist jedoch ebenfalls von statistischer Natur, was die Prognose von Extremwerten und Verteilungen etwas schwieriger und ungenauer macht.

Für die Auslegung von den maschinen- und Strukturkomponenten von Windkraftanlagen werden aufgrund der Modellierungsmöglichkeiten und der Genauigkeitsanforderungen in aller Regel zeitbasierte Verfahren, und dabei insbesondere die Mehrkörpersimulation eingesetzt.

Auch mit frequenzbasierten Verfahren ist es mittlerweile möglich, die Zyklenverteilung der Spannungen auf im Sinne einer Rainflow-Analyse sehr genau zu berechnen. Dies geht ebenfalls deutlich schneller vonstatten als bei zeitbasierten Verfahren.

4.2.2 Allgemeine Definitionen General definition

In der Abbildung 4-6 sind die Achsen-Definitionen für die Windlastbeschreibung auf eine Windkraftanlage dargestellt, so wie sie in diesem Abschnitt angenommen wurden. In diesem Abschnitt wird ein exemplarischer Berechnungsweg skizziert, der die implementierte Vorgehensweise beschreibt.

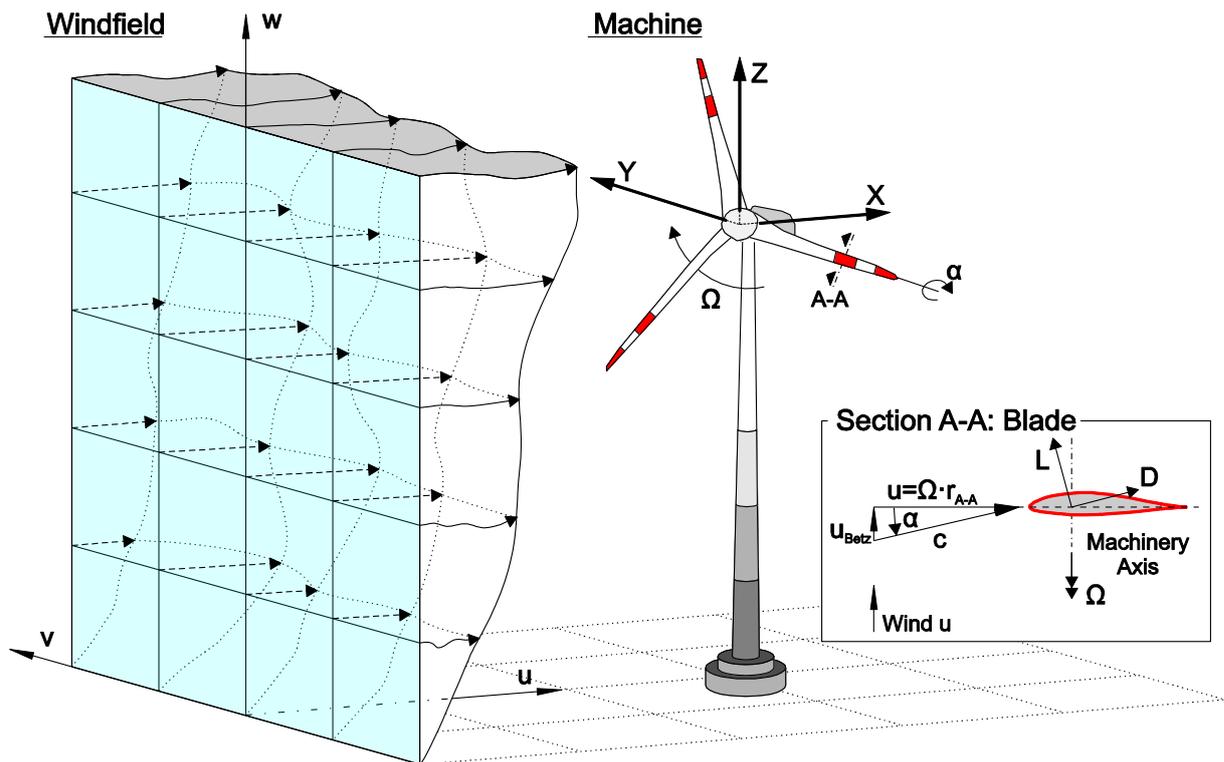


Abbildung 4-6: Achsdefinition des Windfeldes und der Windenergieanlage

Figure 4-6: Definition of axes for wind field and wind turbine

Die in der Beispielrechnung betrachtete Anlage hat eine Nabenhöhe von $H_{Hub}=100\text{m}$. Der Rotordurchmesser beträgt $D_{Rotor}=125$. Im Rahmen der Berechnung wurde ein konischer Rohrturm mit einem Außendurchmesser von $D_B=6.5\text{m}$ und $D_T=3.0\text{m}$ angenommen. Die Wandstärken variierten von $T_B=27\text{mm}$ bis $T_T=10\text{mm}$ von der Gründung bis zum Turmkopf.

4.2.3 Stochastische Beschreibung der Belastung von WEA Stochastic description of the wind turbine load

4.2.3.1 Eigenschaften des Windfeldes Wind field properties

Zur Beschreibung des natürlichen Windfeldes, wurden die Referenzwerte entsprechend der Eurocode Windlastnorm verwendet. Hierzu wurde angenommen, dass der Standort der Anlage in der Windzone 3 ($v_b=27.5\text{m/s}$) liegt und eine Umgebungsrauigkeit der Kategorie II (ländliches Gelände) vorliegt.

Tabelle 4-1: Parameter des Windfeldes in Höhe der Nabe $H_{Hub}=100\text{m}$
 mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren

Table 4-1: Parameters of the wind field at the level of the hub $H_{Hub} = 100\text{m}$
 with a return period of 50 years

Parameter	Variable	Wert	Einheit
Mittl. Windgeschwindigkeit	u_m	39.75	m/s
Turbulenz Intensität	I_u	13.0	%
Integrales Längenmaß	L_{ux}	225.5	m
Rauhigkeitslänge	z_0	0.05	m
Profilexponent	α	0.16	-
Abklingkonstante Kohärenz	C	8.0	-

Da die Eurocode-Werte die Zielsetzung haben, die Tragwerksauslegung im Grenzzustand zu ermöglichen, beschreiben sie eine extreme Situation, die statistisch gesehen nur einmal in 50 Jahren auftritt. Aus diesem Grund müssen für die Bewertung der langzeitigen Windeffekte weitere Informationen herangezogen werden.

Die Häufigkeitsverteilung der zu erwartenden jährlichen Windgeschwindigkeiten können anhand von Weibull-Verteilungen recht gut approximiert werden. Für konkrete Standorte innerhalb Europas liefert der Europäische Windatlas [34] entsprechende Parameter. In der hier demonstrierten Beispielberechnung wurden als Weibullparameter der sog. Skalierwert $A=5\text{m/s}$ und der sog. Formbeiwert $k=2$ richtungsunabhängig angenommen. Bei den ausführlichen Optimierungsberechnungen wurden die Weibullverteilungen dann jedoch richtungsscharf angesetzt.

4.2.3.2 Spektrale Beschreibung des turbulenten Windfeldes Spectral description of the turbulent wind field

Aufgrund des Zufallscharakters der natürlichen Windströmung erfolgt eine einheitliche Beschreibung anhand der spektralen Leistungsdichte (PSD). In den meisten Windlastnormen wird dies in Anlehnung an das *Kaimal* Spektrum formuliert. Für einen bestimmten Punkt im Raum mit der Höhe z wird das zugehörige Böenspektrum damit folgendermaßen formuliert:

$$S_{uu}(f) = \frac{6.8 \cdot I_u^2(z) \cdot u_m(z) \cdot L_{ux}(z)}{(1 + 10.2 \cdot \frac{f \cdot L_{ux}(z)}{u_m(z)})^{5/3}} \quad (4-1)$$

dabei sind: I_u = Turbulenzintensität, u = mittlere Windgeschwindigkeit und L_{ux} = Integrale Längenmaß in Windrichtung. Um die räumliche Korrelation zu erfassen, wird zusätzlich ein Kohärenzmodell benötigt. Gemäß früherer Untersuchungen von Davenport [35], kann für die vertikale Kohärenz folgender frequenzbezogener Ausdruck verwendet werden:

$$\gamma(f) = e^{\frac{-f \cdot C \cdot \Delta}{u_m(z)}} \quad (4-2)$$

dabei sind C = Abklingkonstant, Δ = räumliche Distanz und u_m = mittlere Windgeschwindigkeit. Obwohl dieser Ausdruck eigentlich nur in vertikaler Richtung gilt, ist es üblich diesen Ansatz, manchmal mit angepasster Abklingkonstante, auch für die horizontale räumliche Ausdehnung zu verwenden.

Zur Aufspannung eines räumliches Spektralfeldes, dass ein Netz von vertikal und horizontal verteilten Punkten repräsentiert, ist eine geometrische Matrix der räumlichen Abstände erforderlich. Dabei sind die einzelnen Matrixeinträge:

$$\Delta_{i,j} = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2 + (z_j - z_i)^2} \quad (4-3)$$

Die Höhenlage der einzelnen Punkte ist erforderlich, um die Höhenprofile von Turbulenz und mittlerer Windgeschwindigkeit korrekt abzubilden:

$$z_{i,j} = \frac{z_i + z_j}{2} \quad (4-4)$$

Sofern eine einheitliche Abklingkonstante angenommen wird (wie es beispielsweise im Eurocode 1 empfohlen wird), kann die $n \times n$ Kohärenzmatrix $\underline{\gamma}(f)$ für einen Punktvektor mit n -Einträgen wie folgt formuliert werden:

$$\underline{\gamma}(f) = \begin{bmatrix} 1 & \dots & \exp\left[\frac{-f \cdot C \cdot \Delta_{1,n}}{u_m(z_{1,j})}\right] \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \text{symm.} & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (4-5)$$

Aufgrund der „0“-Werte auf der Hauptdiagonalen der Matrix $\underline{\Delta}$, ergeben sich einheitlich „1“-Werte auf der Hauptdiagonalen der Kohärenzmatrix. Schließlich kann die Kombination von höhenbezogenen Einträgen des Böenspektrums und die anschließende Multiplikation mit der Kohärenzmatrix dazu genutzt werden, um eine

repräsentative spektrale Beschreibung des kompletten Windfeldes zu erhalten. Diese Matrix hat, entsprechend der Punktzahl ebenfalls die Dimension $n \times n$:

$$\underline{S}_{uu}(f) = \underline{\gamma}(f) \cdot \begin{bmatrix} \frac{6.8 \cdot I_u^2(z_1) \cdot u_m(z_1) \cdot L_{ux}(z_1)}{\left[1 + 10.2 \cdot \frac{f \cdot L_{ux}(z_1)}{u_m(z_1)}\right]^{5/3}} & \dots & \frac{6.8 \cdot I_u^2(z_{1,n}) \cdot u_m(z_{1,n}) \cdot L_{ux}(z_{1,n})}{\left[1 + 10.2 \cdot \frac{f \cdot L_{ux}(z_{1,n})}{u_m(z_{1,n})}\right]^{5/3}} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \text{symm.} & \dots & \frac{6.8 \cdot I_u^2(z_n) \cdot u_m(z_n) \cdot L_{ux}(z_n)}{\left[1 + 10.2 \cdot \frac{f \cdot L_{ux}(z_n)}{u_m(z_n)}\right]^{5/3}} \end{bmatrix} \quad (4-6)$$

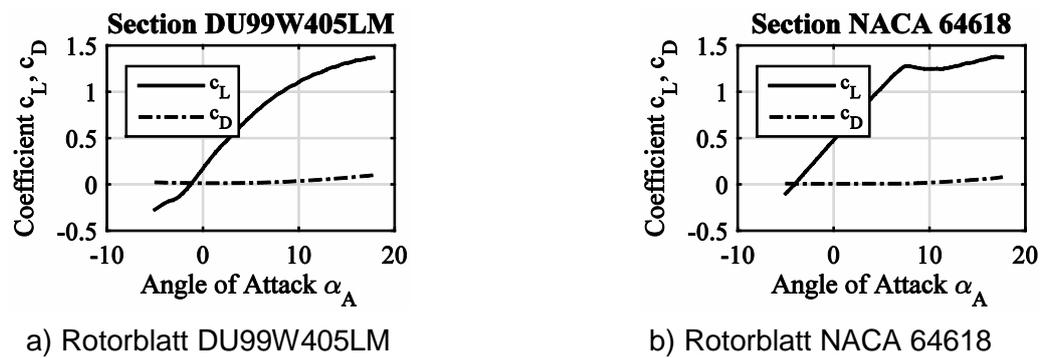
Bei der vorgestellten Formulierung werden die Phasenverschiebungen nicht berücksichtigt, die in Naturmessungen verzeichnet werden können. In den meisten Fällen ist diese Vernachlässigung aber akzeptabel.

4.2.3.3 Aerodynamische Admittanz Aerodynamic admittance

Die Windbelastungen an Tragwerken werden durch die Druckschwankungen verursacht, die der vorbeiströmende Wind hervorruft. Dabei kommt der Form der Bauteile eine entscheidende Rolle zu, da diese die örtliche Umströmung und die Entstehung von Körperturbulenzen beeinflusst. Die Windkräfte können ermittelt werden, indem abschnittsweise die Oberflächendrücke integriert werden und als (zeitabhängige) Einzelkräfte aufgefasst werden.

Für linienartige Bauteile werden in der Regel aerodynamische Beiwerte verwendet, die diesen integralen Effekt bereits beinhalten, da sie zuvor im Rahmen geeigneter Untersuchungen ermittelt wurden (z.B. durch Windkanalversuche). Die aerodynamischen Kraftbeiwerte stellen dann die Übertragung (Admittanz) von Windgeschwindigkeitsdruck zu Windkraft, bezogen auf normierte geometrische Abmessungen, dar. Kraftbeiwerte werden, entsprechend der Wirkungsrichtung der zu beschreibenden Kraft, als c_D , c_L und c_M bezeichnet. Die Indizes sind bezogen auf die englischen Bezeichnungen der Kraftwirkungen (*drag*, *lift* und *moment*). Die Koeffizienten sind windrichtungsabhängig. Die Richtungsdefinition, die hier verwendet wird, entspricht einem windfixen Koordinatensystem.

Bei den Berechnungen wurden aerodynamische Koeffizienten für den Turm (in diesem Beispiel ein Rohrturm, später werden die gemessenen Beiwerte der Gittermasten angesetzt) und für die Rotorblätter verwendet. In der Abbildung 4-7 ist exemplarisch der Verlauf der *lift* und *drag* Beiwerte für unterschiedliche Rotorblattquerschnitte dargestellt.



a) Rotorblatt DU99W405LM
b) Rotorblatt NACA 64618
Abbildung 4-7: Richtungsabhängiger Kraftbeiwert und Reynoldszahl
Figure 4-7: Force Coefficients dependent on angle of attack and Reynolds Number

Ein einzelnes Rotorblatt besteht in der Regel aus einer Vielzahl von Querschnitten. In einfachen Fällen ist es ausreichend, die Windbelastung quasi-stationär zu formulieren, das heißt, dass die tatsächlich vorhandene zeitliche Veränderlichkeit bei der Formulierung der aerodynamischen Beiwerte vernachlässigt wird. Da aber höhere Frequenzanteile in der Strömung mit einer verringerten Lastkorrelation einhergehen (da die Böenstruktur mit zunehmender Frequenz kleinere Ausdehnungen hat), nehmen die integralen Lasten ab. Dieser Effekte wird als instationäre aerodynamische Admittanz verstanden und kann ebenfalls über einen entsprechenden Korrelationsansatz berücksichtigt werden.

Aeroelastisches Verhalten, also die Beeinflussung der aerodynamischen Beiwerte durch die Beweglichkeit der Bauteile (was bei den Blättern durchaus von nennenswerter Größenordnung ist), kann derzeit mit Spektralmethoden nicht genau erfasst werden.

4.2.3.4 Aerodynamik der Rotorblätter Aerodynamic of the blades

Die Gestaltung der Rotorblätter erfolgt unter Berücksichtigung der Blattlänge und der damit einhergehenden Rotationsgeschwindigkeiten. Letztlich entscheidet dann der relative Strömungsvektor (aus Wind und Rotationsgeschwindigkeit) über die Belastung der Profilquerschnitte. In der durchgeführten Beispielberechnung wurden die Blätter der NREL 5-MW Referenz Wind Turbine angenommen [32]. Die einzelnen Blattsektionen sind folgendermaßen bezeichnet und positioniert:

Tabelle 4-2: Übersicht der berücksichtigten Blattquerschnitte

Table 4-2: Summary of the used blades cross-sections

Rotorblatt	Start-Pos [m]	End-Pos [m]
DU99W405LM	0	13.07
DU99W350LM	13.07	20.54
DU97W300LM	20.54	24.28
DU91W225LM	24.28	31.75
DU93W210LM	31.75	39.22
NACA 64618	39.22	61.63

Eine detaillierte Beschreibung der Blattspezifikationen kann dem NREL Bericht [32] entnommen werden. Für hier dargestellten Berechnungen wurden die aerodynamischen Beiwerte der Blätter mit der Software QBlade [36] berechnet. Im Ergebnis sind damit die Beiwerte für unterschiedliche Windangriffswinkel α_A und Reynoldsnummern Re bekannt. Für die computergestützte Berechnung wurden die Blätter in 17 Schnitte aufgeteilt – entsprechend wurden Lasten in 16 aerodynamische Knoten je Blatt eingeleitet. Da die wirkenden Windlasten sowohl von der lokalen Anströmrichtung, als auch von der Reynoldszahl abhängen, musste eine automatische Zuweisung der jeweils gültigen Beiwerte auf Basis der knotenbezogenen Windlastvektoren erfolgen.

Mit Kenntnis der aerodynamischen Beiwerte können dann die Böenwindkräfte berechnet werden, die ebenfalls räumliche als Spektralmatrix, nun mit der Bezeichnung $S_{ff}(\omega)$, verstanden werden können:

$$S_{ff,ij}(\omega) = S_{uu,ij}(\omega) \cdot \rho^2 \cdot u_{m,i}(z) \cdot c_{f,i}(\alpha, \Omega, Re) \cdot A_i \cdot u_{m,j}(z) \cdot c_{f,j}(\alpha, \Omega, Re) \cdot A_j \quad (4-7)$$

Mit dieser Spektralmatrix (Leistungsdichte), können die instationären Windkräfte für jeden Freiheitsgrad des Systems berechnet und angegeben werden. Um die Anpassung an Windgeschwindigkeiten und Richtungen zu ermöglichen, wurden die entsprechenden Ansätze in jedem Winkelschritt der Rotorrotation aktualisiert.

4.2.3.5 Mechanische Eigenschaften des Tragwerks **Mechanical properties of the structure**

Rotorblätter und Turmstruktur weisen eine Elastizität auf, die mit Blick auf das korrekte Frequenzverhalten zutreffend modelliert werden muss. Aeroelastische Effekte wurden jedoch nicht berücksichtigt, wie bereits zuvor beschrieben.

Die Steifigkeitsmatrix K der Struktur wurde mit dreidimensionalen Balkenelementen mit dem vollen Satz von 12 Freiheitsgraden pro Element berechnet. Die Diskretisierungsgenauigkeit ist im Rahmen der programmtechnischen Umsetzung in Matlab anpassbar.

Entsprechend der Freiheitsgradzahl wurde auch eine zugehörige Massenmatrix \underline{M} aufgebaut, die die translatorischen Massen der Struktur abbildet. Rotationsträgheiten wurden nicht angesetzt (lumped mass model).

Schließlich erfordert die Beschreibung des dynamischen Verhaltens auch eine Formulierung der Dämpfungseigenschaften. Hierzu wurde eine Rayleigh-Matrix \underline{D} als Kombination von Massen- und Steifigkeitsmatrix aufgebaut:

$$\underline{D} = \alpha \cdot \underline{M} + \beta \cdot \underline{K} \quad (4-8)$$

Die Parameter α und β werden als Rayleigh Koeffizienten bezeichnet. Ihre Werte ergeben sich anhand von zwei gezielt gesetzten Eckfrequenzen, für die ein möglichst definiertes Dämpfungsniveaus angestrebt wird. Üblicherweise werden die Eckfrequenzen deshalb so gesetzt, dass die relevanten Eigenfrequenzen der Struktur berücksichtigt werden.

Mit den drei genannten strukturbezogenen Matrizen (K, M und D) kann dann die mechanische Admittanz berechnet werden, die ebenfalls matriziell entsprechend der berücksichtigten Freiheitsgrade vorliegt:

$$\underline{H}(f) = [-(2\pi f)^2 \cdot \underline{M} + i\underline{D} + \underline{K}]^{-1} \quad (4-9)$$

Mit Hilfe dieser komplexen Matrix können dann die Tragwerksantworten für beliebige, ebenfalls spektral vorliegende Belastungen berechnet werden. Im Gegensatz zur Modalanalyse ist es dabei auch möglich Einzeldämpfer zu berücksichtigen (z.B. für ein Bodenmodell). In Abbildung 4-8 ist die mechanische Admittanz exemplarisch für den Turmkopf (bei Lasteinleitung am Turmkopf) dargestellt.

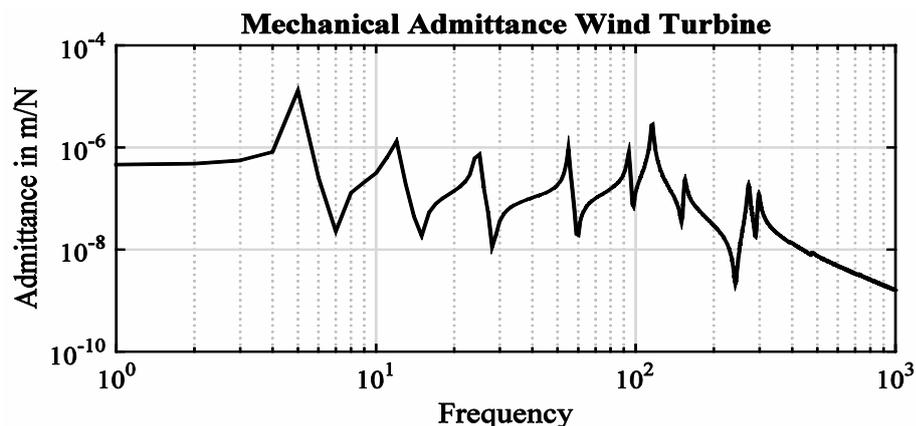


Abbildung 4-8: Mechanische Admittanzfunktion des Gesamtmodells am Turmkopf

Figure 4-8: Mechanical Admittance Function of the complete model at node top of the tower

4.2.4 Strukturantwort bei ausgeschalteter Maschine Structural response of the machine in non-operating state

Die spektrale Berechnung erfolgt nun, indem aerodynamische Kraft und die mechanische Admittanz miteinander matriziell multipliziert werden. Die Leistungsdichtematrix der Systemantwort $\underline{S}_{RR}(f)$ ergibt sich somit zu:

$$\underline{S}_{RR}(f) = \underline{H}(f) \cdot \underline{S}_{FF}(f) \cdot \underline{H}(f)^T \quad (4-10)$$

Im Rahmen dieser Berechnung wurden dabei lediglich die in Windrichtung Komponenten (*drag*) berücksichtigt, da ihr Einfluss auf die Tragwerksauslegung des Turmes als wesentlich erachtet wurde.

Genau wie das Böenspektrum als Eingangsgröße der Berechnung, enthält auch die Antwortmatrix statistische Informationen (Mittelwert, Standardabweichung, spektrale Verteilung, Kohärenz etc). Die Interpretation bezüglich der Bemessungswerte erfordert deshalb zusätzliche Methoden (Spitzenfaktoransatz).

4.2.5 Berücksichtigung von Betriebszuständen Consideration of operating state

Eine besondere Herausforderung für den Algorithmus stellt die Berücksichtigung der Betriebszustände dar. Der Einfluss der Rotorblattrotation wurde erfasst, indem die spektrale Berechnung schrittweise für unterschiedliche Rotorblattpositionen erfolgte. Die Winkelstellung wurden dafür entsprechend diskretisiert (10°-Schritte in diesem Beispiel).

In der Abbildung 4-9 sind zunächst die mit den unterschiedlichen Rotorpositionen einhergehenden mechanischen Übertragungsfunktionen dargestellt. Während die Rotorstellung für den Turm weitgehend unerheblich ist, zeigt sich für ein einzelnes Blatt durchaus ein Einfluss, wie Abbildung 4-10 zeigt.

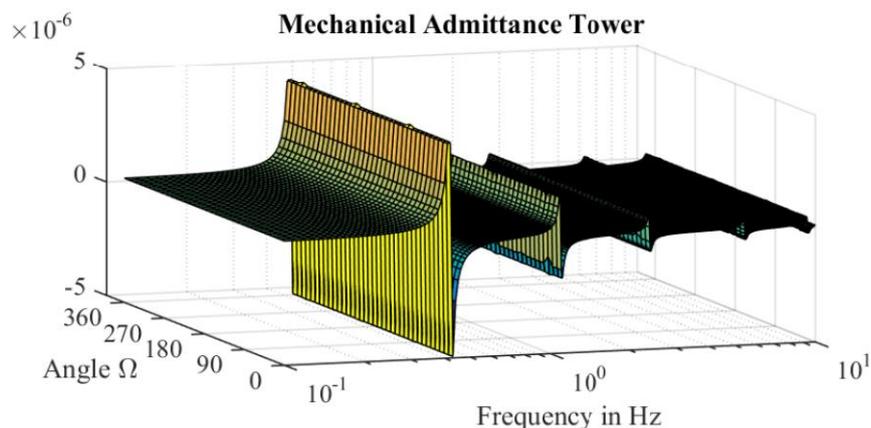


Abbildung 4-9: Mechanische Admittanzfunktion für unterschiedliche Rotorpositionen Ω
 Figure 4-9: Mechanical Admittance function of the Tower dependent on the rotor angle Ω

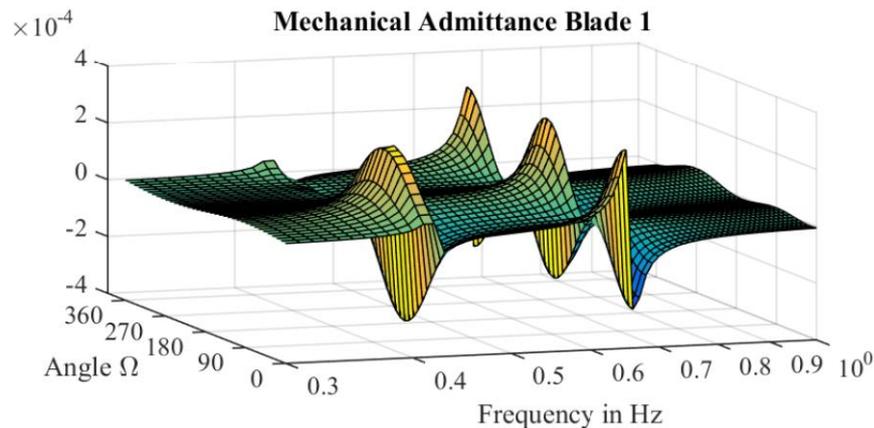


Abbildung 4-10: Mechanische Admittanzfunktion für Blatt Nr. 1 für unterschiedliche Rotorpositionen Ω
Figure 4-10: Mechanical Admittance function of Blade Nr. 1 dependent on the rotor angle Ω

4.2.6 Berechnungsergebnis Calculation result

Im Ergebnis können auf Basis der spektralen Rechnung konkrete Informationen über die Verschiebungen an allen Freiheitsgraden erhalten werden. Beispielhaft ist an dieser Stelle die sog. "out-of-plane" Verformung von den Blattspitzen und den Turmkopf im, Abbildung 4-11 dargestellt. Diese Ergebnisse gelten für eine mittlere Windgeschwindigkeit von $u_{Hub}=8$ m/s auf Nabenhöhe. Der Anstellwinkel der Blätter lag hier bei $\alpha=0^\circ$.

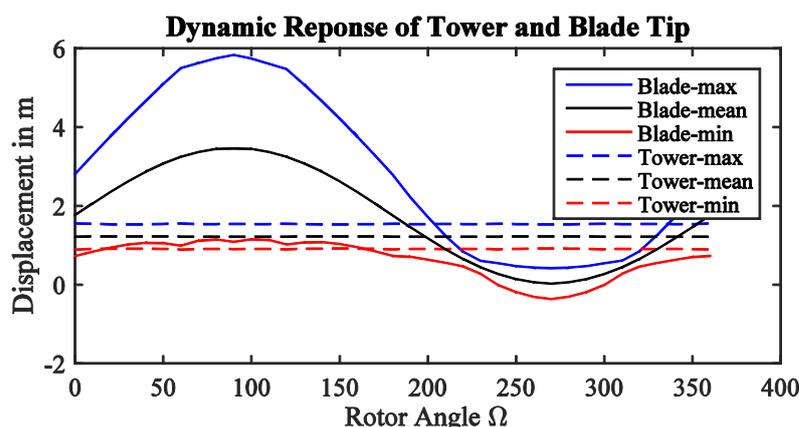


Abbildung 4-11: Stationäre und instationäre Turmkopfantwort und Blattverformung
Figure 4-11: Stationary and instationary Response of the Tower (Hubnode) and of all Blades (Tipnodes)

Die Ergebnisse zeigen, dass die Blätter aufgrund der in den unterschiedlichen Höhenlagen variierenden Windgeschwindigkeiten unterschiedliche Verformungen aufweisen. Da die Lasten aus dem Rotor aus 3 Blättern resultieren, ist die Variabilität der Turmverformung deutlich geringer ausgeprägt. Trotzdem ist der zugehörige

periodische Lasteintrag (in der $3p$ -Frequenz) mit Blick auf Resonanzeffekte sehr bedeutend. Weitere Ergebnisse dieser Untersuchung finden sich im Abschnitt 4.2.7.

Im Rahmen dieses Arbeitspaketes ist es gelungen, die komplexe Struktur durch einen elastischen Mehrfreiheitsgradschwinger spektral abzubilden und die Lasteinwirkung durch den böigen Wind entsprechend der Korrelations- und Kohärenzbedingungen am Standort aufzubringen.

4.2.7 Vergleich und Bewertung des Spektralverfahrens Comparison and evaluation of the spectral method

Die Berechnungen mit dem Spektralverfahren wurden mit den Ergebnissen aus transients Berechnung (zunächst mit dem Modul FAST) verglichen. Dabei zeigte sich im Wesentlichen gute Übereinstimmungen, wie Abbildung 4-12 zeigt. Das Antwortverhalten im Zustand ohne Anlagenbetrieb ist im Wesentlichen Deckungsgleich mit den Ergebnissen der MKS Simulation.

Größere Abweichungen haben sich für den Betriebszustand gezeigt. Dieser kann in der spektralen Berechnung nur näherungsweise durch sektorweise Berechnung der Rotorposition einfließen. Im Bereich von Frequenzen bis 1 Hz sind die Ergebnisse dennoch in guter Näherung verwendbar (vgl. Abbildung 4-12 und Abbildung 4-13). Da die Amplituden in den höheren Frequenzen auch um Größenordnungen geringer sind, ist die Relevanz für die Nachweisführung im Grenzzustand der Ermüdung von geringerer Bedeutung.

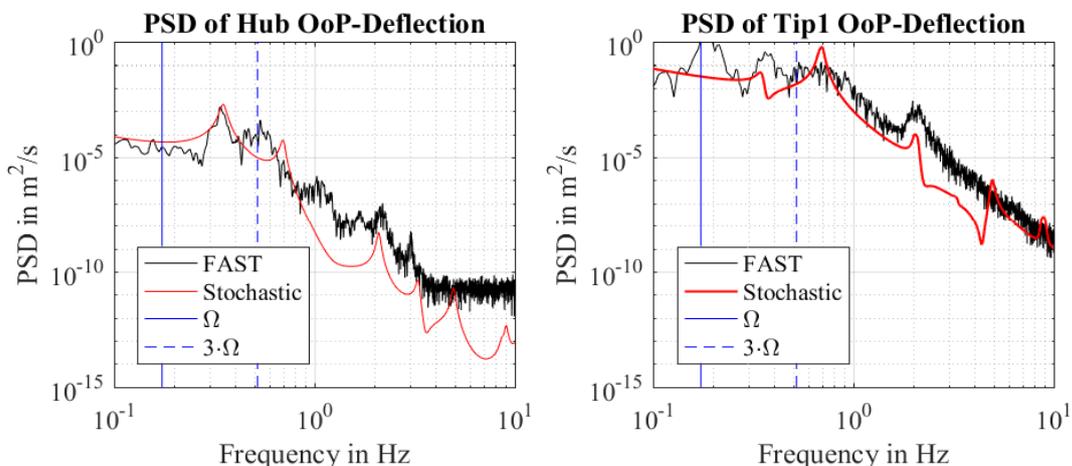


Abbildung 4-12 Vergleich der spektralen Berechnung mit einer transienten Berechnung mit FAST (hier bei 9 m/s)

Figure 4-12: Comparison of the spectral calculation with the transient FAST calculation (here: 9 m/s)

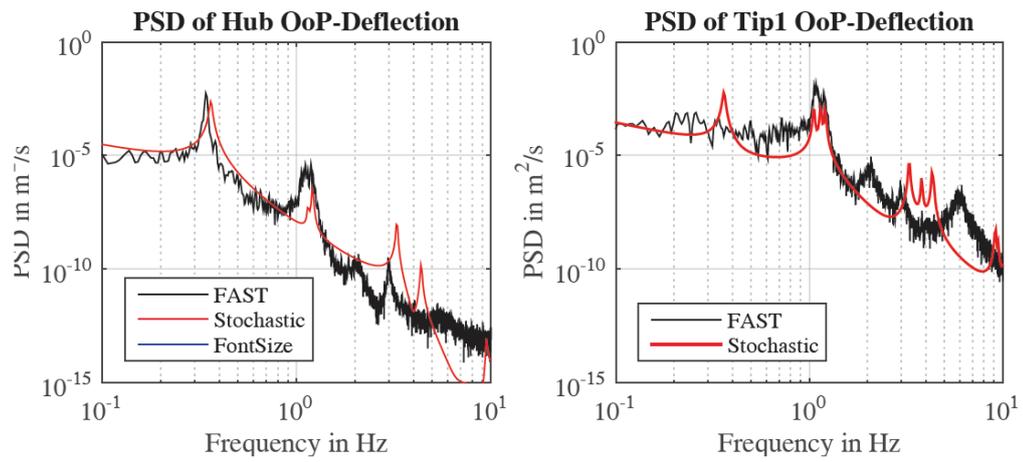


Abbildung 4-13 Vergleich der spektralen Berechnung mit einer transienten Berechnung mit FAST (hier bei 9 m/s)

Figure 4-13: Comparison of the spectral calculation with the transient FAST calculation (here: 9 m/s)

5 Messungen im Grenzschichtwindkanal Wind tunnel tests

Kurzfassung

Insbesondere für geringe Völligkeiten von Fachwerktürmen sind die richtungsscharfen Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ und damit einhergehend die Windbelastungen nicht hinreichend bekannt. Windkanalversuche an zahlreichen, räumlichen Fachwerktürmen mit einem eigens entwickelten Versuchsstand werden durchgeführt zur Bestimmung der notwendigen Windbelastungen und Standardabweichungen der Kraftbeiwerte $c_{f,0}$. Letztere sind für eine vollprobabilistische Bemessung von Interesse. Zusätzlich zu diesen Untersuchungen wird der Turmvorstau von Fachwerktürmen gemessen, welcher bei luvseitig laufendem Rotor zu einer dynamischen Turmbelastung führen kann. Es wird eine deutliche Lastminderung bei Verwendung von Fachwerktürmen erwartet.

Abstract

In particular for small solidity ratios of truss towers, the direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ and, thus, the wind loads are not sufficiently known. Wind tunnel tests on numerous lattice truss sections with a specially developed test rig are carried out to determine the necessary wind loads and standard deviation of the force coefficients $c_{f,0}$. The latter are of interest for fully probabilistic design. In addition to these investigations, the tower induced flow disturbance, commonly known as tower shadow, which can lead to a dynamic tower load, is measured. A significant load reduction is expected when using lattice towers as the supporting structure for wind turbines.

5.1 Ziel Objective

Neben den Standortbedingungen rufen die Umströmungsbedingungen und die daraus resultierenden Druckfelder an den Bauteiloberflächen letztlich die Windkräfte hervor. Damit die Belastungen auf das Turmtragwerk ebenso genau angesetzt werden können, wie die Belastungen aus den Rotorblättern, sind Windkanalversuche an Sektionsmodellen von typischen Fachwerksektionen durchgeführt worden. Hierzu wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens typische Fachwerksektionen festgelegt und zunächst digital modelliert. Die Erstellung der Windkanalmodelle mit runden und scharfkantigen Querschnitten erfolgte in der Institutswerkstatt des Lehrstuhls für Stahlbau.

Gittermaststrukturen weisen auf Grund ihrer offenen Struktur ein grundlegend anderes aerodynamisches Verhalten als Rohrtürme auf. Bei Rohrtürmen hat der Staudruck vor der Struktur einen wesentlichen Einfluss auf die Strömungsverhältnisse am Rotorblatt was zu Leistungseinbrüchen, Rotorbelastungen und Schlagschwingungen führen kann, die beim Turmdurchgang durch den Luftstau entstehen. Während die

Widerstandsbeiwerte für Rohrtürme weitestgehend bekannt sind, fehlen detaillierte Aussagen zu den aerodynamischen Eigenschaften von Gittermaststrukturen, insbesondere solchen mit hohen Öffnungsgraden, noch weitgehend.

Zusammengefasst werden daher mit den während des Forschungsvorhabens durchgeführten Windkanaluntersuchungen folgende Ziele verfolgt:

- Ermittlung der aerodynamischen Kraftbewerte $c_{f,0}$ von typischen Fachwerksektionen sowie deren Standardabweichungen
- Bestimmung der Strömungsstörungen von Fachwerksektionen

5.2 Grenzschichtwindkanal Boundary layer wind tunnel

Bei dem Windkanal des Instituts für Stahlbau der RWTH-Aachen handelt es sich um einen bauwerksaerodynamischen Windkanal nach Eiffeler Art (Freistrahlskanal). Sechs Gebläse drücken Luft in eine Vorkammer, die in der sich anschließenden Düse beschleunigt wird. Mit den Einbauten Stolperleiste, Wirbelgenerator und Rauigkeitsstrecke wird eine Grenzschicht erzeugt (Counihan Methode), die der am Originalstandort entspricht. Eine zutreffende Grenzschichtmodellierung erfordert, dass das Böenspektrum, die maßgebenden integralen Längenmaße und die Höhenabhängigkeit der Windgeschwindigkeit und der Turbulenzintensität wie am Originalstandort abgebildet werden.

Die folgenden Bilder zeigen eine Skizze des Windkanals sowie eine schematische Darstellung der Einbauten.

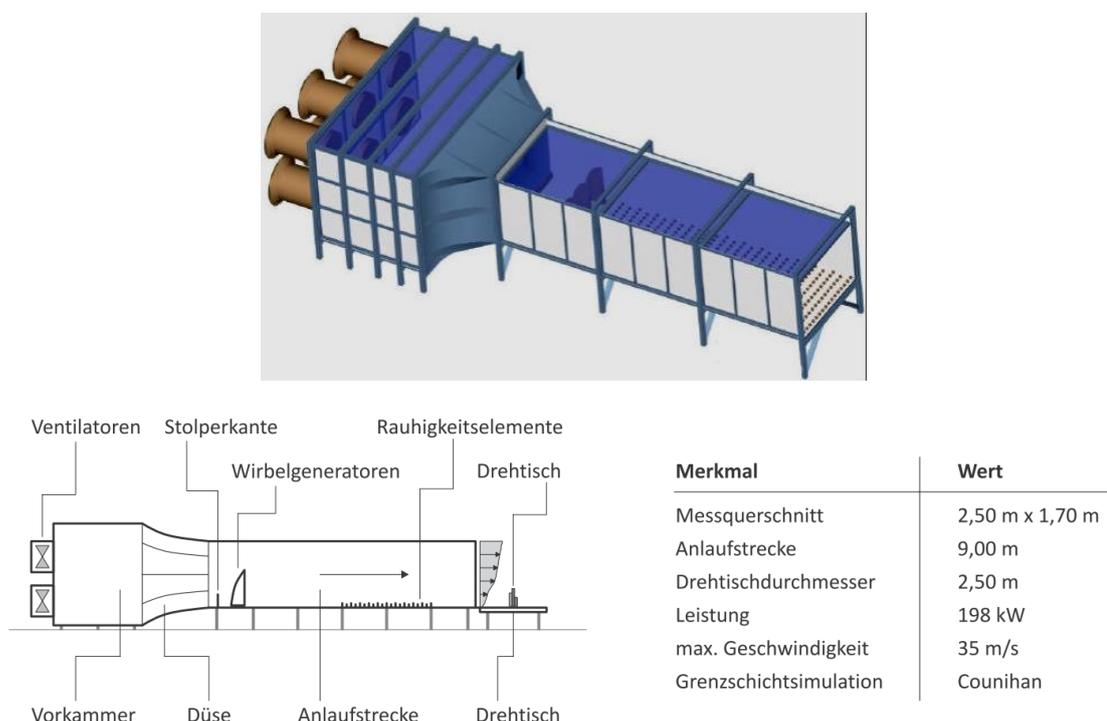


Abbildung 5-1: Schematische Darstellung des verwendeten Windkanals

Figure 5-1: Schematic representation of the wind tunnel

Die Probekörper werden üblicherweise auf einem Drehtisch mit einem Durchmesser von 2,50 m positioniert. Durch Drehen des Tisches um die Vertikalachse kann der Anströmwinkel verändert werden, so dass jeder beliebige Winkel zwischen 0° und 360° simuliert werden kann. Bei den durchgeführten Untersuchungen wurden die Fachwerksektionsmodelle horizontal auf dem Drehtisch platziert. Um dennoch alle Anströmwinkel automatisiert untersuchen zu können wird hierzu ein geeigneter Versuchsstand entwickelt und gebaut (siehe Abschnitt 5.3.3).

5.3 Aeroelastische Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ Aeroelastic Coefficient $c_{f,0}$

5.3.1 Windkanalmodelle Wind tunnel specimina

Es wurden Windkanaluntersuchungen an insgesamt acht Sektionsmodellen mit scharfkantigen Querschnitten und quadratischem Grundriss sowie an sechs Sektionsmodellen mit runden Querschnitten bei quadratischem und dreieckigem Grundriss durchgeführt. Mit den gewählten Sektionsmodellen konnten alle Fachwerktypen, Geometrien und die relevanten Völligkeitsgrade erfasst werden, die im üblicherweise bei der Errichtung hoher Gittermasttürme zum Einsatz kommen. Nachstehende Tabelle fasst die geometrischen und aerodynamischen Eigenschaften der untersuchten Modellkörper zusammen.

Tabelle 5-1: Übersicht der untersuchten Sektionsmodelle

Table 5-1: Summary of the investigated truss sections

Modell	Fachwerk	Stielanordnung	Querschnittstyp	Völligkeitsgrad φ
1	K-Fachwerk „K1“	4-stielig	L-Profil	0,12
2	K-Fachwerk „K2“	4-stielig	L-Profil	0,15
3	K-Fachwerk „K3“	4-stielig	L-Profil	0,18
4	X-Fachwerk „X“	4-stielig	L-Profil	0,30
5	X-Fachwerk „XH1“	4-stielig	L-Profil	0,29
6	X-Fachwerk „XH2“	4-stielig	L-Profil	0,33
7	Z-Fachwerk „Z1“	4-stielig	L-Profil	0,28
8	Z-Fachwerk „Z2“	4-stielig	L-Profil	0,30
9	X-Fachwerk „X1“	4-stielig	Kreiszyylinder	0,26
10	Z-Fachwerk „Z1“	4-stielig	Kreiszyylinder	0,26
11	X-Fachwerk „X1“	3-stielig	Kreiszyylinder	0,27

Modell	Fachwerk	Stielanordnung	Querschnittstyp	Völligkeitsgrad φ
12	Z-Fachwerk „X2“	3-stielig	Kreiszyylinder	0,29
13	Z-Fachwerk „Z1“	3-stielig	Kreiszyylinder	0,27
14	Z-Fachwerk „Z2“	3-stielig	Kreiszyylinder	0,29

Die Herstellung sämtlicher Sektionsmodelle erfolgt durch Verlöten von gleichschenkligen L-Profilen bzw. Kreiszyindern- aus Messing in einem Maßstab von 1:30. Nachstehend sind die verwendeten Profile im Modellmaßstab sowie exemplarisch ein Bauplan für das Sektionsmodell „K3“ mit den entsprechenden Abmessungen abgebildet bzw. zusammengefasst. Die Konstruktionspläne sämtlicher Sektionsmodelle sind in der Anlage A zusammengestellt.

Tabelle 5-2: Verwendete Messingprofile

Table 5-2: Used brass sections

Modelle	Bauteile	L-Profil (Höhe x Breite x Dicke) [mm] (Modellmaßstab)
K1, K2, K3 „scharfkantig“	Eckstiel: Hauptdiagonalen: Füllstäbe:	10,0 x 10,0 x 1 (zu X-Profil verlötet) 3,0 x 3,0 x 0,45 (doppelt als T-Profil verlötet) 2,0 x 2,0 x 0,4 (L-Profil)
X1, XH1, XH2 „scharfkantig“	Eckstiel: Hauptdiagonalen: Füllstäbe:	10 x 10 x 1 (zu X-Profil verlötet) 3,0 x 3,0 x 0,45 (doppelt als T-Profil verlötet) 4,0 x 4,0 x 0,5
Z1, Z2 „scharfkantig“	Eckstiel: Hauptdiagonalen: Füllstäbe:	10 x 10 x 1 (zu X-Profil verlötet) 3,0 x 3,0 x 0,45 (doppelt als T-Profil verlötet) 4,0 x 4,0 x 0,5
X1, Z1, X2, Z2 „Kreiszyylinder“	Eckstiel Hauptdiagonalen Füllstäbe	D = 20 D = 3 D = 3

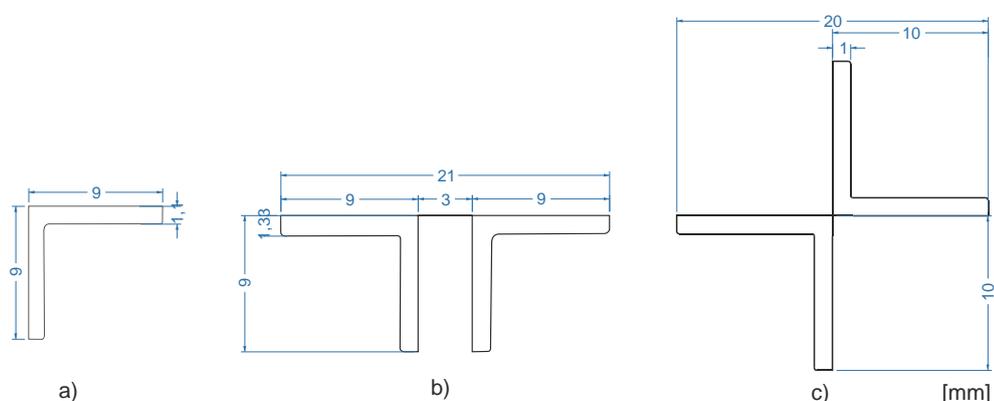


Abbildung 5-2: Verwendete Profile a) L-Profil b) Doppel T c) X-Profil

Figure 5-2: Used profiles a) L-Profile b) double T c) X profile

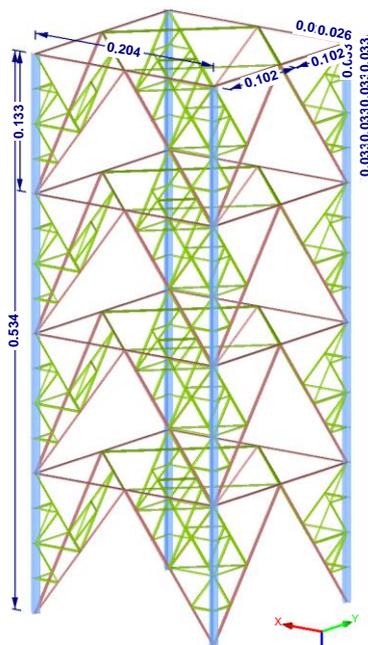


Abbildung 5-3 Bauplan des Sektionsmodells „K3“
Figure 5-3: Construction sketch of section “K3”

Abbildung 5-4 zeigt exemplarisch drei Windkanalmodelle, welche auf Basis der räumlichen Konstruktionspläne erstellt worden sind. In Abbildung 5-5 sind Details der Sektion „K3“ abgelichtet.



Abbildung 5-4: Scharfkantige Sektionsmodelle
Figure 5-4: Sharp-edged sections

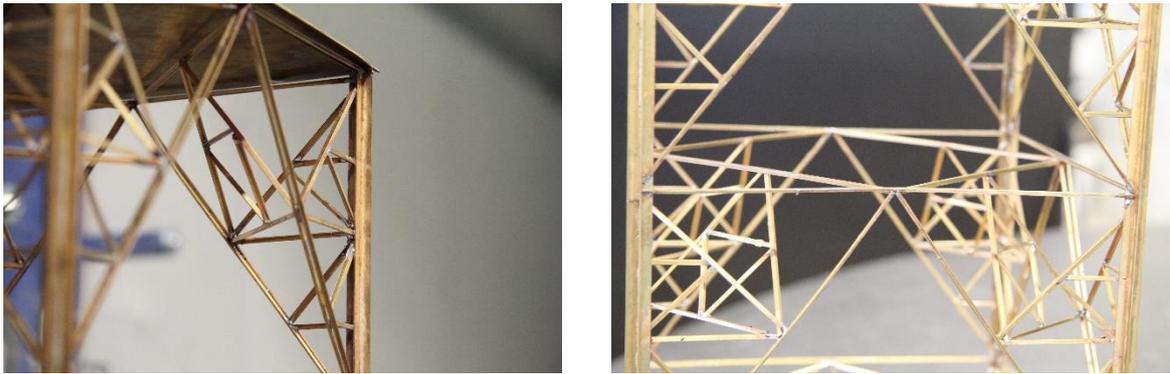


Abbildung 5-5: Details des Sektionsmodells „K3“

Figure 5-5: Detail of section “K3”

5.3.2 Grenzschichtsimulation Boundary layer simulation

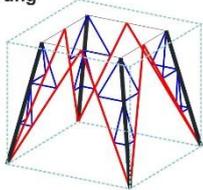
Da die stationären, aerodynamischen Kraftbeiwerte nicht für einen konkreten Standort, sondern allgemeingültig bestimmt werden, sind die Versuche bei glatter Anströmung, d.h. unter geringen Turbulenzbedingungen, durchgeführt worden. Bei größerer räumliche Ausdehnungen von Baukörpern ergeben sich Lasteinsparungen durch das nicht gleichzeitige Auftreten der Böenanteile des natürlichen Windes. Durch Einstellen einer weitgehend laminaren Strömung im Windkanal wird dieser Effekt minimiert, so dass die erzielten Ergebnisse vom diesem sog. Korrelationseffekt weitgehend bereinigt sind. Weiterhin ist es dadurch möglich, die durch Körperturbulenz hervorgerufenen aerodynamischen Streuungen im Lastniveau von den Schwankungen in der Anströmung zu trennen. Diese Vorgehensweise ist für die probabilistische Modellbildung vorteilhaft.

5.3.3 Versuchsaufbau und -durchführung Experimental setup and procedure

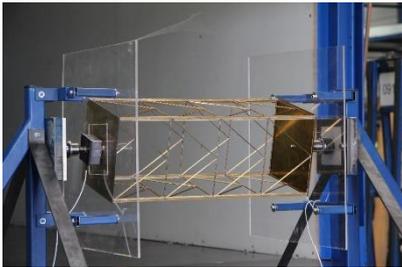
Die Windkräfte, die durch die Umströmung des Modellkörpers auftreten, müssen in einem geeigneten Versuchstand messtechnisch erfasst werden können. Hierzu wurde ein Prüfstand mit zwei triaxialen Kraftsensoren, welche die Belastungen in den drei Raumrichtungen erfassen, entwickelt und hergestellt. Die Sektionsmodelle wurden horizontal zwischen die beiden Kraftsensoren eingebaut, so dass eine sehr präzise Vermessung der erstellten Gittersektionen möglich wurde. Zur Berücksichtigung unterschiedlicher Windanströmrichtungen wurde die Lagerung der Kraftaufnehmer drehbar ausgeführt. Die Rotation des Prüfkörpers um die Längsachse erfolgte automatisiert durch einen Schrittmotor, so dass eine Vermessung mit sehr feinen Winkelabstufungen möglich wurde. Nachstehende Abbildungen zeigen die Versuchskörper in dem Versuchstand getrennt für scharfkantige Profile mit rechteckigem Grundriss (vierstielig), kreisrunden Profilen mit rechteckigem und dreieckigem Grundriss.

Messungen im Grenzschichtwindkanal
Wind tunnel tests

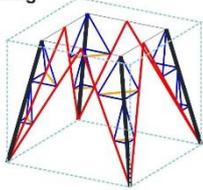
Detaillierung



K-1



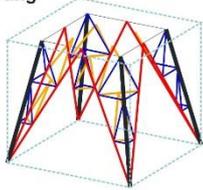
Detaillierung



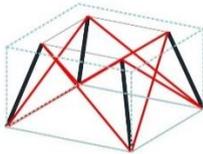
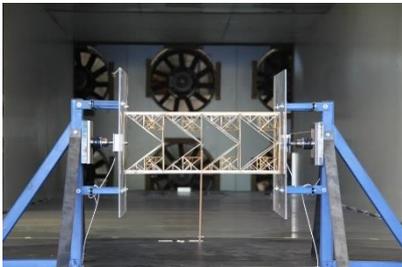
K-2



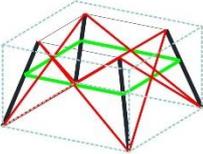
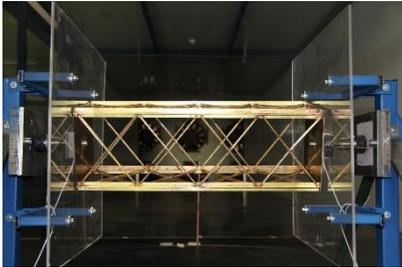
Detaillierung



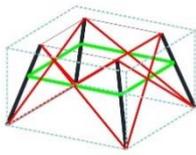
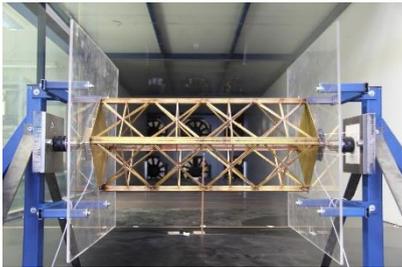
K-3



X



XH



XH



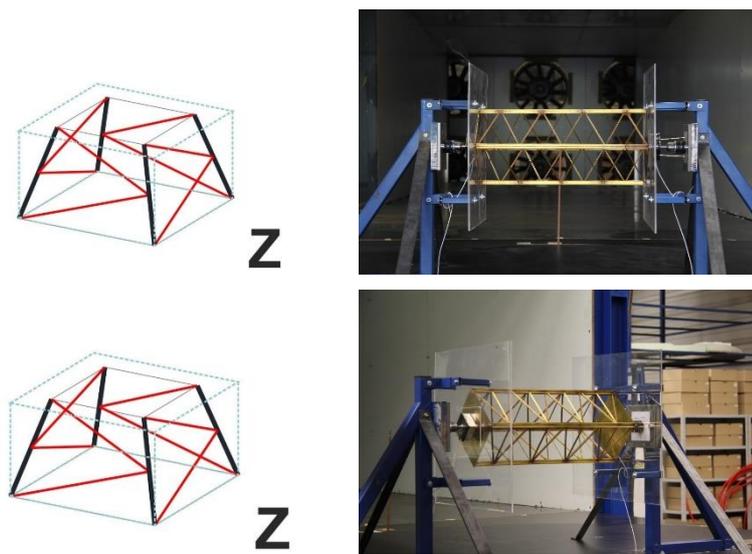


Abbildung 5-6: Versuchsaufbau der scharfkantigen Sektionsmodelle (vierstielig)
Figure 5-6: Experimental setup of the sharp-edged sections (square)

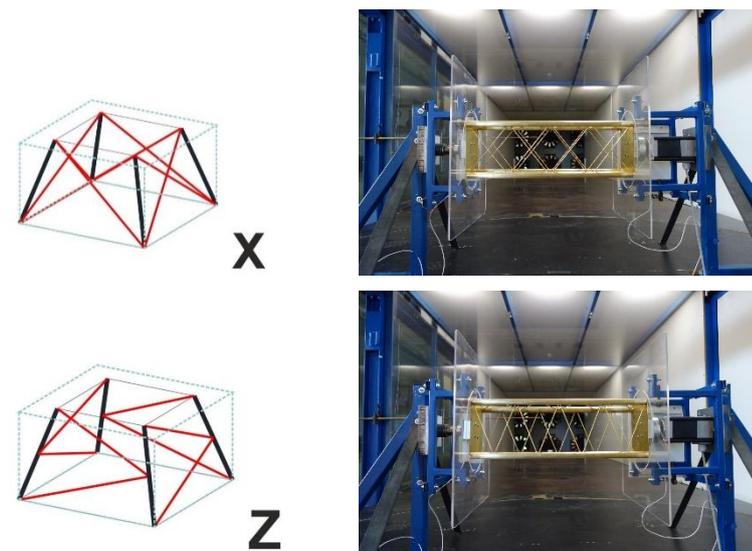


Abbildung 5-7: Versuchsaufbau der Sektionsmodelle mit zylindrischem Querschnitt (4-stielig)
Figure 5-7: Experimental setup of the sections with round profiles (square)

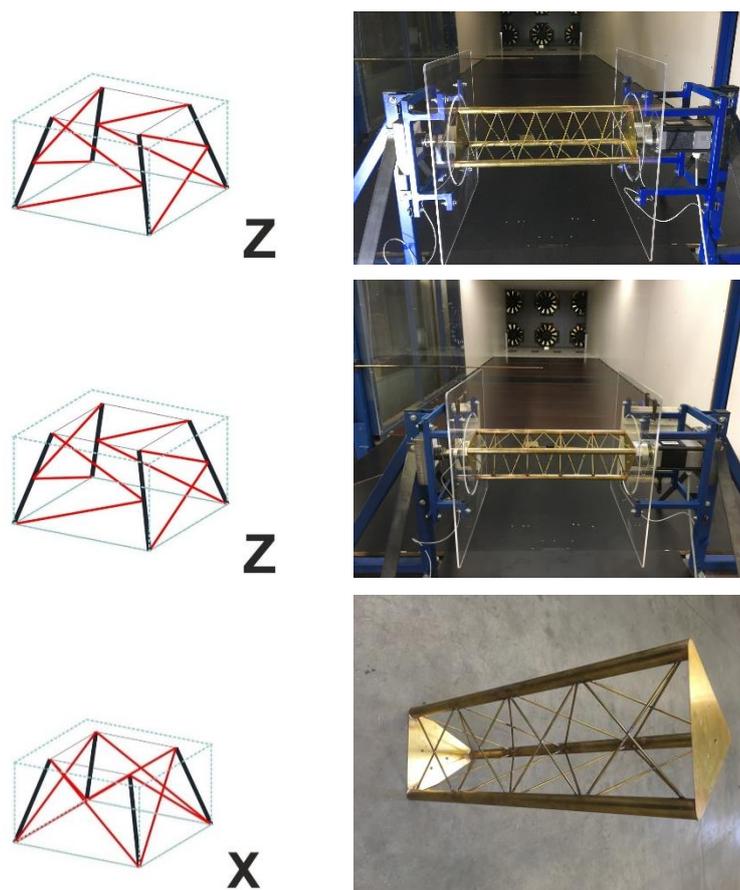


Abbildung 5-8: Versuchsaufbau der Sektionsmodelle mit zylindrischem Querschnitt (3-stielig)
Figure 5-8: Experimental setup of the sections with round profiles (triangle)

Die Messungen wurden mit einer Winkelschrittweite von 5° durchgeführt. Die synchrone Abtastung der Kraftsensoren lieferte somit für alle 3 Raumrichtungen sehr detaillierte Kraftzeitverläufe. Unter Verwendung von Normierungsgrößen aus der ebenfalls hochauflösend erfassten Zuströmcharakteristik wurden im Rahmen der anschließenden Auswertungen die Kraftbeiwerte und Standardabweichungen für alle vermessenen Objekte richtungsscharf ermittelt.

5.3.4 Auswertemethodik Analysis method

Für die Beschreibung von globalen Lasten und Last an großen Einzugsflächen wird die quasistatische Methode verwendet. Zur Ermittlung der stationären Kraftbeiwerte c_f werden die resultierenden Kräfte mittels geeigneter Sensoren erfasst, gemittelt und mit auf einer geometrischen Größe sowie dem einwirkenden mittleren Windgeschwindigkeitsdruck normiert [38]. Es wird davon ausgegangen, dass das Bauwerk auf die Böigkeit quasi-statisch reagiert. Auf diese Weise erhält man aerodynamische Kraftbeiwerte, die dem Verständnis der DIN EN 1991-1-4 [39] entsprechen und im Rahmen der dort definierten Öffnungsklausel auch direkt für die Bemessung anwendbar sind.

Für die Bemessung von Fachwerktürmen muss besonders die Gültigkeit der verwendeten Normierungsgrößen beachtet werden. Korrespondierend zum Lastmodell der Eurocode Norm wurde die Referenzfläche A_{ref} als Summe der auf die betrachtete Seite projizierten Flächen (d.h. Stäbe und Knotenbleche) der räumlichen Luvseite verwendet (vgl. DIN EN 1991-1-4, Abschnitt 7.11). Damit ergeben sich die Kraftbeiwerte je Anströmrichtung durch folgende Beziehung:

$$\overline{c_{f,\alpha}} = \frac{F_{res}}{q_p} \left(= \frac{F_{res}}{0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot A_{ref}} \right) \quad (5-2)$$

Mit:

F_{res}	Mittlere, resultierende Kraft
ρ	Luftdichte
v_m^2	Gemessen, mittlere Windgeschwindigkeit in ungestörter Anströmung
A_{ref}	Referenzfläche gemäß DIN EN 1991-1-4, Abschnitt 7.11

5.3.5 Ergebnisse Results

Aufgrund der automatischen Einstellmöglichkeit des Anströmwinkels (Computersteuerung des Prüfstandes) wird eine sehr genaue Vermessung des Richtungseinflusses ermöglicht, welche in dieser Detailschärfe bislang nicht bei Gittermaststrukturen eingesetzt wurde. Anhand dieser Ergebnisse kann sehr klar bewertet werden, wie die komplexe Geometrie des Fachwerkes Einfluss auf die Belastung nimmt. Abbildung 5-9 zeigt exemplarisch den gemessenen Kraftbeiwert in Abhängigkeit des Anströmwinkels. In den Anlagen B D und F sind die Verläufe der Kraftbeiwerte von allen gemessenen Sektionsmodellen zusammengestellt.

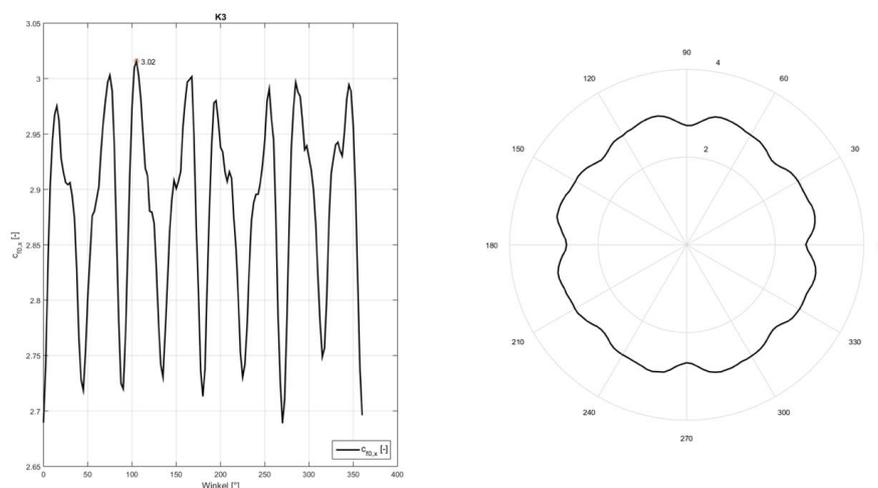


Abbildung 5-9 Exemplarisches Ergebnis der richtungsabhängigen, aerodynamischen Kraftbeiwerte für die scharfkantige Sektion „K3“

Figure 5-9: Direction dependent force coefficient for section “K3”

Auf Basis der aufgezeichneten Kraftzeitreihen von beiden 3D-Sensoren konnten auch die Standardabweichungen ermittelt werden, die sich abhängig von der eingestellten Anströmrichtung ergaben. Abbildung 5-10 zeigt einen entsprechenden richtungsabhängigen Verlauf, hier beispielsweise für das Fachwerksegment „K3“. Die Verläufe der anderen Segmente sind in den Anlagen C E und G zu finden.

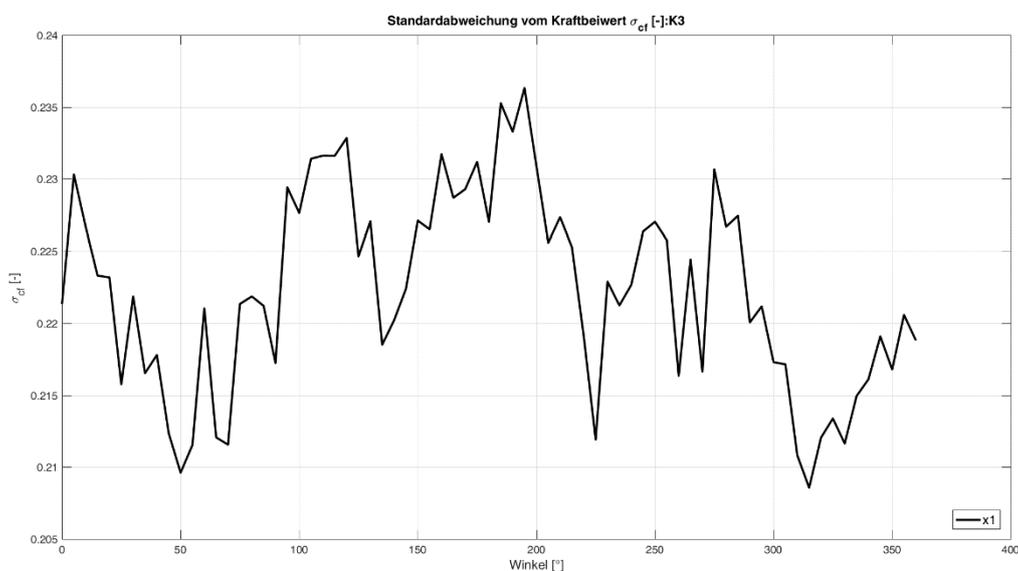


Abbildung 5-10: Exemplarisches Ergebnis der richtungsabhängigen Standardabweichungen der Kraftbeiwerte für die scharfkantige Sektion „K3“

Figure 5-10: Direction dependent standard deviation of the force coefficient for section “K3”

5.3.6 Bewertung der Ergebnisse Evaluation of the results

Die Bewertung der Ergebnisse erfolgt im Wesentlichen durch den Vergleich der gemessenen Kraftbeiwerte mit den Angaben in aktueller Normung (DIN EN 1991-1-4 bzw. DIN EN 1993-3-1 [11, 39]). Nachstehendes Diagramm veranschaulicht grafisch den Vergleich der Messergebnisse mit der DIN EN 1991-1-4 für räumliche Fachwerke mit ausschließlich scharfkantigen Profilen.

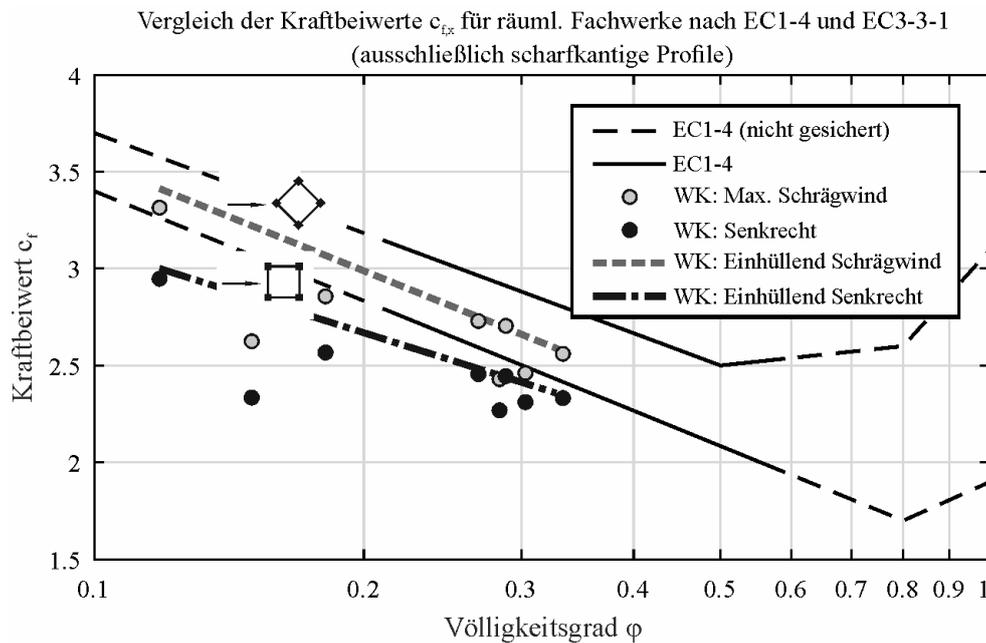


Abbildung 5-11 Vergleich der Messergebnisse für Türme mit scharfkantigen Profilen mit aktueller Normung (hier. DIN EN 1991-1-4)

Figure 5-11: Comparison of the results for towers with sharp-edged profiles with the current standard DIN EN 1991-1-4

Der Vergleich mit aktueller Normung bzw. Literaturangaben zeigt, dass die Messergebnisse plausibel sind und dass Einsparpotential im Lastansatz vorhanden ist. Die ermittelten Ergebnisse sind aufgrund des Umfangs und der Detailtiefe von hoher Bedeutung für Wissenschaft und Wirtschaft. Zum einen offenbart sich ein mögliches Einsparpotential und damit einhergehend eine wirtschaftlichere Bemessung bei Fachwerkturnen. Zum anderen hat sich aber vor allem gezeigt, dass die derzeitige Bemessungspraxis fälschlicherweise von einer ungünstigsten Tragwerksbelastung bei Diagonalanströmung ausgeht. Dies wurde durch die Versuche widerlegt. Insbesondere für Fachwerke mit geringen Völligkeitsgraden ist der kritische Anströmwinkel deutlich flacher als der üblicherweise angenommene Wert von 45° . Abbildung 5-12 stellt die gemessenen, winkelabhängigen Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ im Vergleich zur DIN EN 1991-1-4 und DIN EN 1993-3-1 dar.

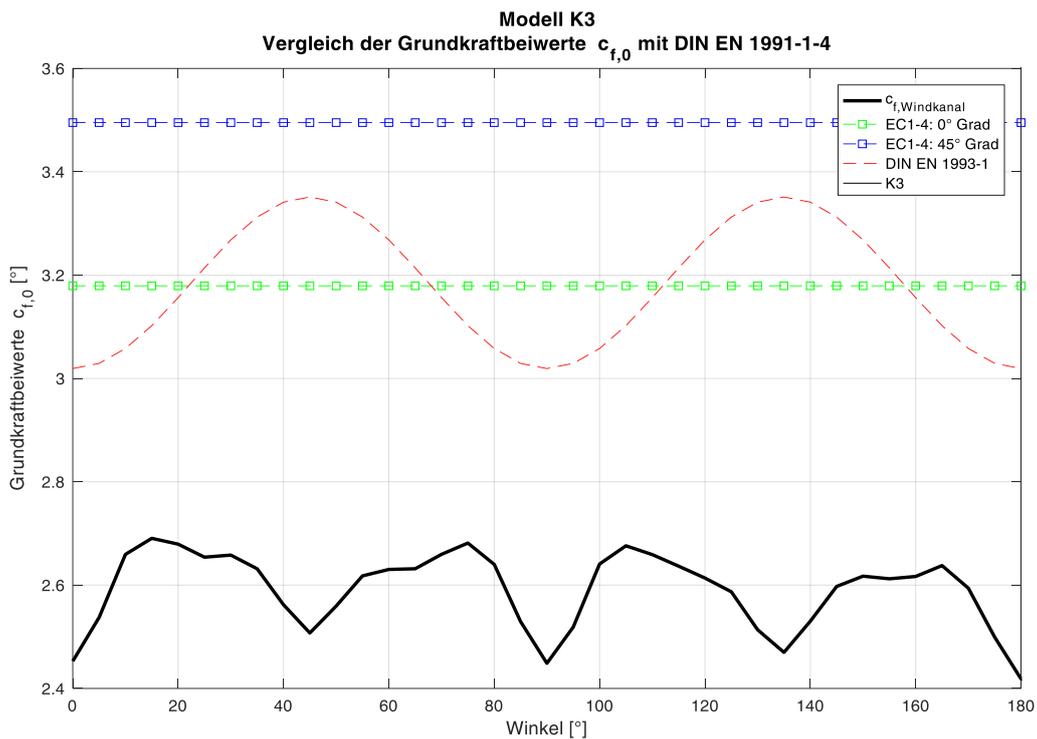


Abbildung 5-12 Vergleich der Messergebnisse für das Segment „K2“ mit der DIN EN 1991-1-4 und DIN EN 1993-3-1

Figure 5-12 Comparison of the results for segment „K2“ with DIN EN 1991-1-4 and DIN EN 1993-3-1

Für den visuellen Vergleich sind in dem Diagramm die Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ nach EC1 Teil 4 horizontal über alle Winkel eingezeichnet. Für die Bemessung ist selbstredend nur ein Kraftbeiwert entsprechend maßgebend. Abbildung 5-12 zeigt sehr deutlich, dass die DIN EN 1993-3-1 von einem Maximum bei 45° ausgeht. Tatsächlich sind die Maxima jedoch bei ca. 15° Anströmrichtung, also bei Situationen, bei denen die Fachwerkebenen nicht kongruent sind.

Die Standardabweichung der Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ zeigen keine signifikante Richtungsabhängigkeiten. Die Standardabweichungen sämtlicher, durchgeführten Messungen sind in Anlage C abgebildet.

Abbildung 5-13 und Abbildung 5-14 zeigen die wesentlichen Messergebnisse und den Vergleich mit der DIN EN 1991-1-4 [39] für räumliche Fachwerke mit runden Profilen; getrennt für Türme mit quadratischem und dreieckigem Querschnitt:

Grundkraftbeiwerte $c_{f,0}$ für räumliche Fachwerke aus kreisförmigem Querschnitt

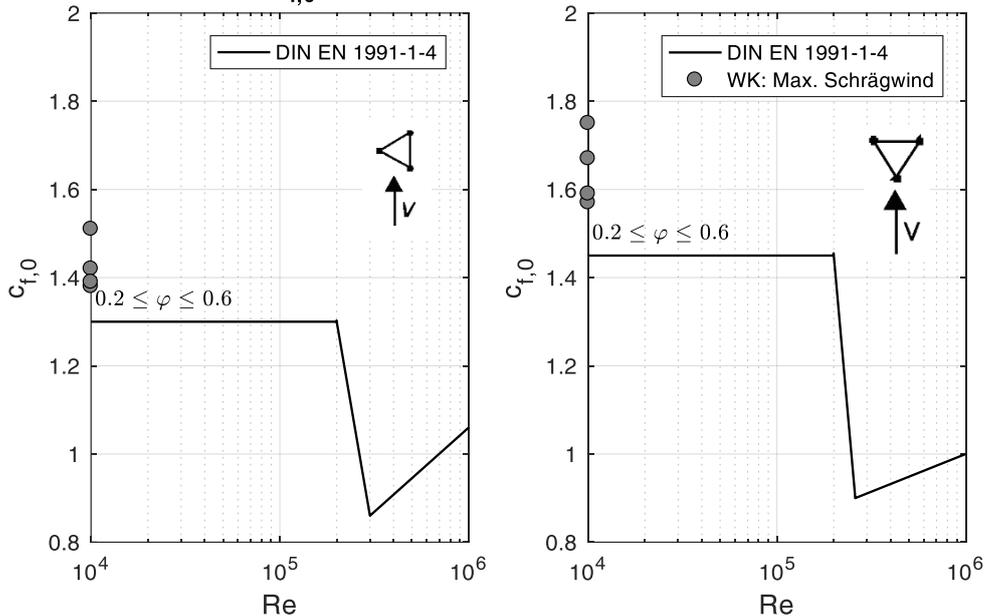


Abbildung 5-13 Vergleich der Messergebnisse für dreistielige Türme mit runden Profilen mit aktueller Normung (hier. DIN EN 1991-1-4)

Figure 5-13: Comparison of the results for towers with round profiles with the current standard DIN EN 1991-1-4

Grundkraftbeiwerte $c_{f,0}$ für räumliche Fachwerke aus kreisförmigem Querschnitt

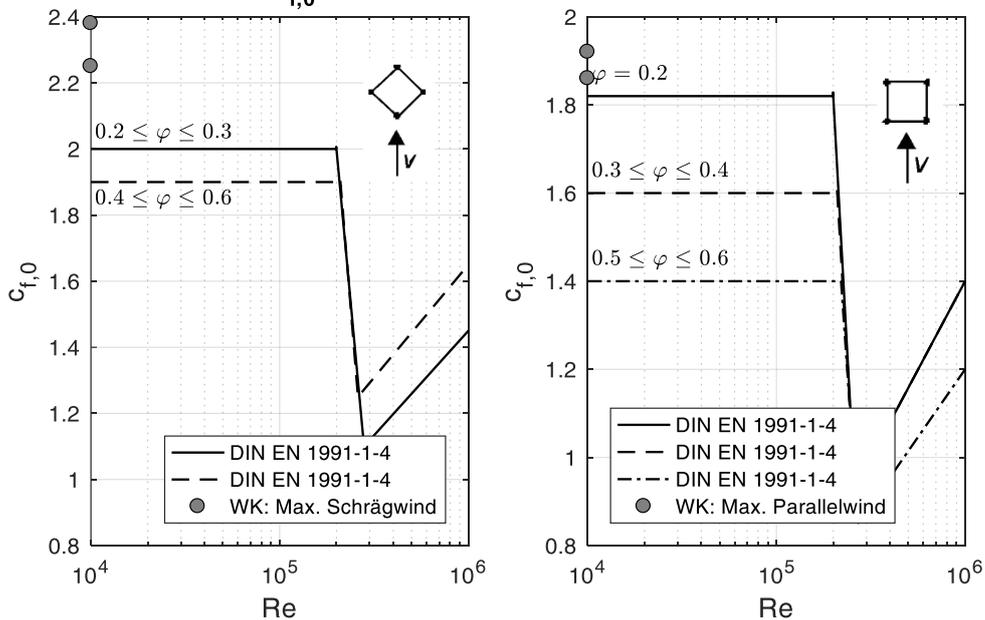


Abbildung 5-14 Vergleich der Messergebnisse für vierstielige Türme mit runden Profilen mit aktueller Normung (hier. DIN EN 1991-1-4)

Figure 5-14: Comparison of the results for towers with round profiles with the current standard DIN EN 1991-1-4

Der Vergleich der Messergebnisse für Türme mit runden Querschnitten mit den Lastansätzen nach DIN EN 1991-1-4 [39] zeigt ebenfalls, dass die ermittelten Druckbeiwerte plausibel sind. Für geringe Völligkeiten und Reynoldszahlen wurden

jedoch zum Teil deutlich höhere Werte gemessen als normativ vorgeschlagen wird. Es wird davon ausgegangen, dass die unsichere Lastannahmen nach DIN EN 1991-1-4 [39] für diese Fälle ausgeglichen werden durch die Anwendung des Teilsicherheitskonzepts. Ohnehin sind die normativen Angaben nicht vollständig. Völligkeiten unterhalb 0,2 und oberhalb 0,6 sowie Kraftbeiwerte für Völligkeiten z.B. zwischen 0,2 und 0,3 bei vierstieligen Türmen und Diagonalanströmung fehlen gänzlich. In der Bemessungspraxis wird von einer ungünstigen Diagonalanströmung ausgegangen, was die Versuche, wie auch die Versuche an den scharfkantigen Modellen, widerlegen (siehe hierzu auch die Ergebnisse im Anhang D und F). Die DIN EN 1993-3-1 [11] geht sogar davon aus, dass bei kreisrunden Profilen keine Richtungsabhängigkeit vorhanden ist.

Für die Standardabweichung der Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ ist keine signifikante Richtungsabhängigkeit festgestellt worden. Die Standardabweichungen sämtlicher Messungen sind in den Anlagen E und G abgebildet.

Grundsätzlich ist es denkbar und empfehlenswert, die dargestellten Ergebnisse bei der Novellierung der Windlastnorm einfließen zu lassen.

5.4 Turmvorstau Tower dam effect

5.4.1 Versuchsaufbau und -durchführung Experimental setup and procedure

Zur messtechnischen Bestimmung des Staugebiets auf der windzugewandten Seite werden Versuche mit zwei unterschiedlichen Probekörpern durchgeführt, bei denen jeweils die Windgeschwindigkeit in ungestörter (v) sowie zeitgleich in gestörter (v') Anströmung auf der luvseitigen Fachwerkebene erfasst werden. Abbildung 5-15 und Abbildung 5-16 illustrieren die Versuchsaufbauten.

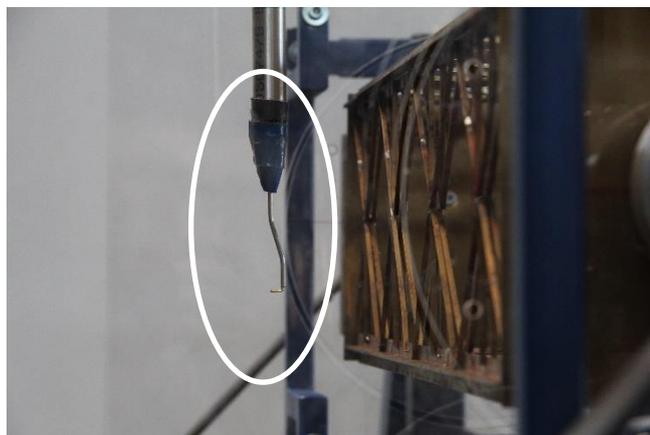


Abbildung 5-15 Versuchsaufbau der Sektionsmodelle mit zylindrischem Querschnitt (3-stielig)

Figure 5-15: Experimental setup of the sections with round profiles (triangle)

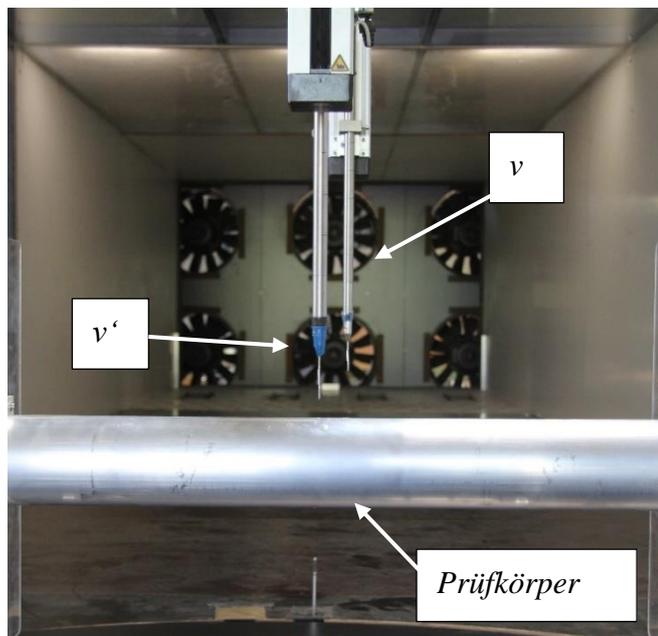


Abbildung 5-16 Versuchsaufbau der Sektionsmodelle mit zylindrischem Querschnitt (3-stielig)

Figure 5-16: Experimental setup of the sections with round profiles (triangle)

Die Untersuchungen wurden so geplant, dass die Strömungsbedingungen luvseits eines Fachwerksektionsmodells mit denjenigen eines kreiszylindrischen Rohrturmsegmentes verglichen werden konnten. Dabei wurde auf eine maßstäbliche Ähnlichkeit der beiden Konstruktionsformen in der Art geachtet, dass sie prinzipiell für eine übliche Windenergieanlage als repräsentativ angesehen werden konnten. Als Modellsegment für die Fachwerkgeometrie wurde der Typ „XH1“ (scharfkantig, vierstielig) ausgewählt. Die Anströmbedingungen wurden zu weitgehend laminarer Strömung eingestellt (siehe Abschnitt 5.3.2).

5.4.2 Auswertemethodik Analysis method

Mit Hilfe von hochgenauen Geschwindigkeitssensoren (Typ TFI Cobra) wurde die Verteilung des zeitlich gemittelten Druckes bzw. der zeitlich gemittelten Windgeschwindigkeit in ungestörter Windströmung sowie in gestörter Strömung, luvseitig der jeweiligen Turmsektion gemessen. Die durch den Präsenz des Turmsegments beeinflusste Windgeschwindigkeit wird mit v' und diejenige in ungestörter Anströmung mit v bezeichnet. Die Beziehung der beiden Windgeschwindigkeiten wird mathematisch beschrieben durch:

$$v' = \psi v \quad (5-1)$$

mit

- v mittlere Windgeschwindigkeit in ungestörter Anströmung
- v' örtliche, mittlere Windgeschwindigkeit
- ψ relative Windgeschwindigkeit

Die relative Windgeschwindigkeit beträgt $\psi=1,0$ für den Fall, dass der Störkörper (hier: Fachwerksegment bzw. Rohrturmsegment) nicht vorhanden ist, bzw. für den Fall, dass der Störkörper (örtlich) keinen Einfluss auf die gemessene Geschwindigkeit hat. Sofern die relativen Windgeschwindigkeiten von $\psi=1,0$ abweichen, ist somit eine Beeinflussung des Geschwindigkeitsfeldes auf der Luvseite nachweisbar. Sofern die Rotorblätter durch dieses Gebiet streichen, wird eine aerodynamisch bedingte, periodische Lastschwankung hervorgerufen, die im ungünstigsten Fall mit Lebensdauerbeeinträchtigungen für die Turmkonstruktion einhergehen kann. Die Lastschwankung ist auch dann ungünstig, wenn die Lasten während des Durchlaufs geringer werden (was aufgrund der Abschirmwirkung der Normalfall ist). Entscheidend für diesen Effekt ist nicht nur das Vorhandensein von Lastschwankungen, sondern auch ihre zeitliche Veränderlichkeit und ihre Schwankungsamplitude. Beide Komponenten zusammen müssen in der dynamischen Strukturberechnung berücksichtigt werden. Insbesondere sind dabei Resonanzeffekte zu vermeiden.

5.4.3 Ergebnisse Results

Die nachstehenden Grafiken zeigen die Ergebnisse für die relativen Geschwindigkeiten, luvseitig von einem zylindrischen Rohrturmsegment (Abbildung 5-17) und luvseitig des Fachwerksegmentes XH1 (Abbildung 5-18). Während der Messungen wurde die Messposition in Windrichtung variiert. In den Ergebnisdarstellungen wurden die gemessenen relativen Windgeschwindigkeiten über die relative Turmabstände e/d aufgetragen. Beim Rohrturmsegment wurden die Geschwindigkeitsänderungen entlang von drei Pfaden untersucht und für das Fachwerksegment sechs Horizontalebenen aufgetragen.

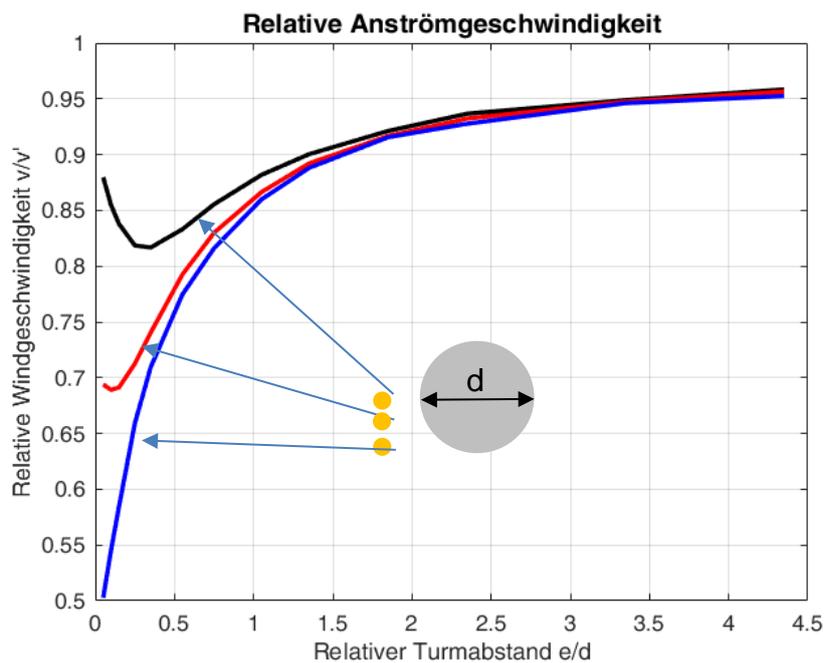


Abbildung 5-17 Relative Windgeschwindigkeit eines zylindrischen Turmes

Figure 5-17: Relative wind velocity of a cylindrical tower

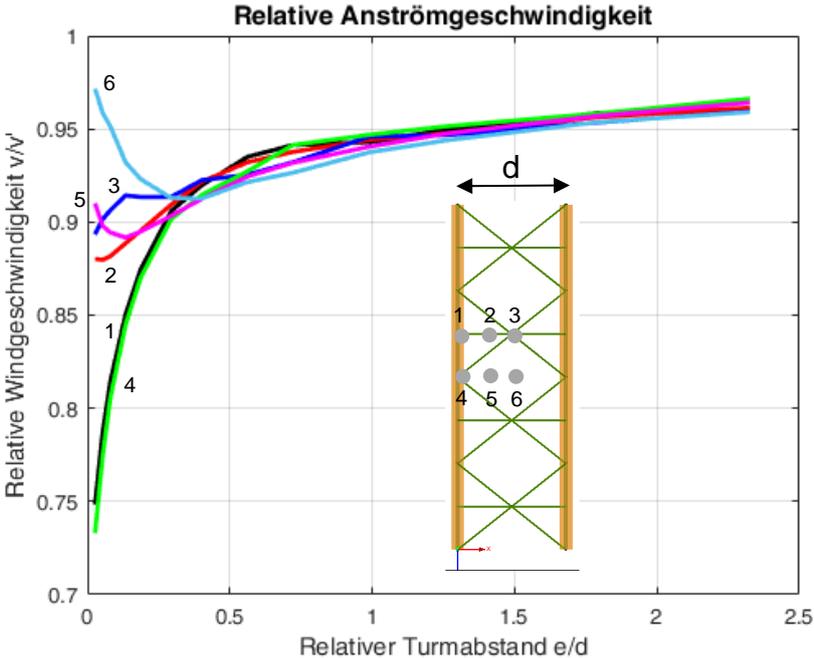


Abbildung 5-18 Relative Windgeschwindigkeit eines räumlichen Fachwerkturns
Figure 5-18: Relative wind velocity of a truss tower

5.4.4 Bewertung der Ergebnisse **Evaluation of the results**

Die gemessenen Ergebnisse erscheinen plausibel, da der Vergleich der relativen Windgeschwindigkeit des Kreisprofils mit denen einer potentialtheoretischen Abschätzung gut übereinstimmt (vgl. [40]). Aufgrund der Ergebnisse könnte vermutet werden, dass der statische Druck bei großen Entfernungen sich kaum ausgleicht. Die noch vorhandene Druckdifferenz ist jedoch eher auf der nicht exakt gleichmäßigen Druckverteilung längs der Achse des Windkanals zurückzuführen.

Die Messergebnisse zeigen, dass bei einem einfachen Abstand des Kreisdurchmessers von zylindrischen Türmen die Belastungen auf die Rotorblätter zwar noch vorhanden sind, aus praktischer Sicht jedoch von untergeordneter Rolle sind. Mit größer werdendem Abstand nimmt die Belastung erwartungsgemäß ab.

Mit Ausnahme beim Blattdurchgang an den Eckstielen werden diese Werte auch bei deutlich geringen Abständen erreicht. Bei einem Abstand von ca. 30 % der Fachwerkturmbreite beträgt die relative Windgeschwindigkeit an allen gemessenen Positionen über 90 %. Hierdurch werden zum einen die Belastungen auf den Rotor minimiert und zum anderen die dynamische Turmbelastung (3p-Frequenz) deutlich reduziert. Die Blattabstände von Fachwerktürmen können bei gleichbleibender bzw. geringerer Belastungen demnach deutlich verringert werden.

6 Analyse des Gesamtsystems Analysis of the overall system

Kurzfassung

Ein stochastisches Berechnungsverfahren (SST) zur Nachweisführung der Gittermaststruktur wurde während des Forschungsvorhabens entwickelt. Zur Verifizierung dieses Näherungsverfahrens sind die spektralen Lastgrößen mit den Ergebnissen der Lastberechnung durch Mehrkörpersimulation (MKS) im Zeitschrittverfahren verglichen.

Abstract

A stochastic calculation method (SST) for the verification of the lattice mast structure was developed during the research project. To verify this approximation method, the spectral loads are compared with the results of the load calculation by multi body simulation (MBS) in the time step method.

6.1 SST-Verfahren SST-Method

Die Zielsetzung der dynamischen Berechnungsverfahren ist es letztlich, diejenigen Bemessungslastszenarien zu ermitteln, die eine sichere Auslegung der Turmkonstruktion ermöglichen. Zur Nachweisführung in der Gittermaststruktur ist es erforderlich, die ermittelten dynamischen Lasten auf die Tragstruktur aufzuprägen und die Schnittkräfte in den Strukturelementen zu berechnen. Damit das Zusammenspiel aus Betriebslastermittlung, dynamischer Tragwerksberechnung und Nachweisführung auch effizient realisiert werden kann, wurden alle notwendigen Berechnungsmodule in der Programmierumgebung C# aufgebaut. Im Rahmen des Projektes wurden in dieses Paket FE-basierte Stabwerkberechnungen implementiert. Dadurch ist es nun möglich, die Schnittkräfte in der gesamten Struktur zu ermitteln und in einer für die Optimierung notwendigen direkt Zugreifbaren Form bereitzuhalten.

6.2 MKS-Verfahren MKS-Method

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens soll der Gittermast in der MKS berücksichtigt werden, damit die dynamischen Schnittlasten in dem System mit der gekoppelten Strukturantwort von Rotorblättern und Gittermast abgebildet werden können. Hierfür sind drei Modellierungsansätze möglich.

Die einfachste Modellierung ist ein nahezu äquivalenter Biegebalken. Dieser Ansatz kann die Eigenform und Eigenfrequenz abbilden. Nachteil dieses Verfahrens ist es, dass keine Informationen für das Stabwerk selber vorliegen. Eine weitere Möglichkeit ist es das Stabwerk direkt in der MKS aufzubauen. Dies ist möglich und auch im

Rahmen der Arbeit untersucht wurden (siehe Abbildung 6-1), jedoch kann dies, aufgrund der hohen Anzahl an Freiheitsgraden und gleichzeitig hohe Rechenzeit nicht für eine Lastenrechnung genutzt werden.

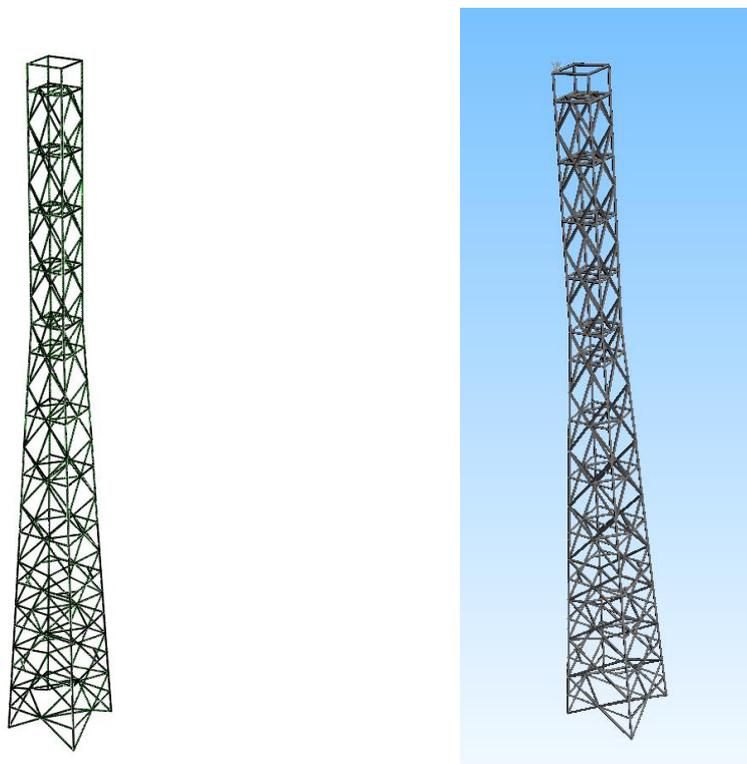


Abbildung 6-1 links: Gittermast in der FE; rechts: Gittermast in der MKS bestehend aus einzelnen Stäben

Figure 6-1: left: FE-lattice tower; right: lattice tower in the MKS consisting of individual beams

Das effektivste Verfahren, welches gleichzeitig die Gittermaststruktur am besten abbildet, ist eine modale Reduktion mittels Craig-Bampton Verfahren aus der Finite-Elemente-Struktur. Hierbei können einzelne Referenzknoten in die MKS übernommen werden ohne dass die Komplexität des gesamten Stabwerkes berücksichtigt werden muss. Der Aufbau eines Stabwerkes in der FE-Struktur wird über einen automatisierten Strukturimport für Abaqus durchgeführt. Mittels dieses Verfahrens kann im Nachhinein über eine Frequenzanalyse und die Bildung einer Substruktur mittels Craig-Bampton in die MKS und damit in die Lastenrechnung überführt werden kann.

In einem ersten Schritt wurde ein vorläufiges Stabwerkmodell genutzt, um damit eine automatisierbare Toolkette aufzubauen. Anschließend wurde das statische Tragwerksmodell genutzt um die Lasten für einen flexiblen 160 m hohen Gittermastturm zu berechnen. Hierbei werden die Lasten, wie bereits in Abschnitt 4.1 erläutert, angenommen.

6.3 Vergleich des Turmvorstaus Comparison of the tower dam effect

Der Gittermast, welcher mit Hilfe des Topologiegenerators aufgebaut wurde, wird nun mittels Craig-Bampton Verfahren über die FE-Software reduziert und innerhalb der MKS verwendet. An dieser Stelle ist es ebenfalls möglich, den Turm in einzelne Segmente einzuteilen und damit Schnittkräfte innerhalb einzelner vorab definierten Abschnitten auszulesen. Innerhalb der MKS wird immer die vollständige Bewegungsdifferentialgleichung des Systems gelöst, so dass Terme zweiter Ordnung berücksichtigt werden.

Ebenfalls ist es möglich, einzelne Ergebnisse aus der MKS zurück in die FE-Umgebung zu bringen und dort die am stärksten belasteten Querschnitte zu bestimmen.

Die Lastenrechnung wurde für den flexiblen Gittermast mit reduziertem Turmvorstau erneut gerechnet.

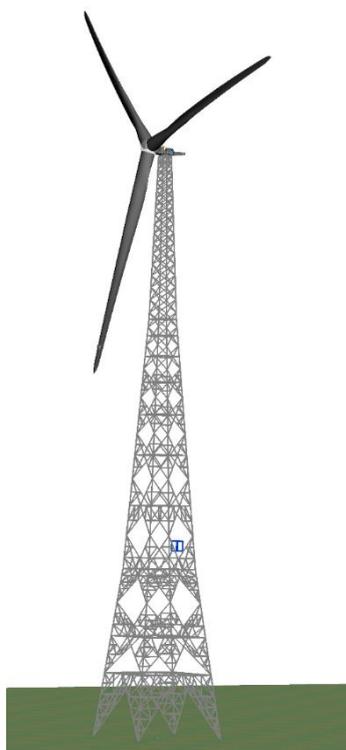


Abbildung 6-2 Gittermast in der FE

Figure 6-2: Lattice tower

Der Vergleich der Lastfälle mit Turmvorstau und wie beim Gittermast nahezu ohne Turmvorstau zeigen, dass der Turmvorstau für homogene Windfelder einen Einfluss auf das Drehmoment, die Drehzahl und für die Auslegung relevant, auf die Schubkraft am Turmkopf hat (vgl. Abbildung 18 linkes Bild). Unter realen Windbedingungen mit turbulenten Windfeldern ist dieser Effekt vernachlässigbar, da die Anregungseffekte, welche aus der Turbulenz des Windfeldes kommen, die des Turmvorstaus übersteigen.

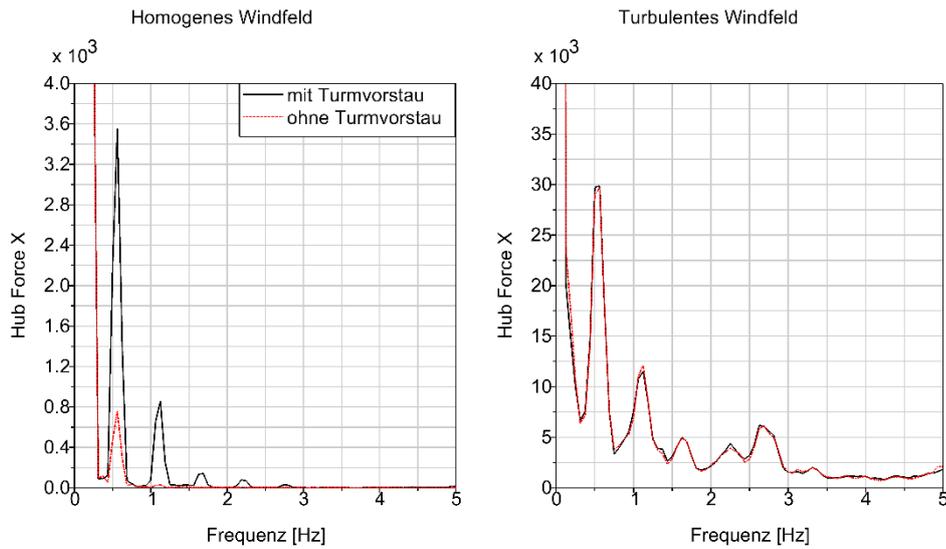


Abbildung 6-3 Untersuchung des Turmvorstaus, exemplarisch bei 11 m/s

Figure 6-3: Investigations of wind shadow; exemplarily at 11 m/s]

Im rechten Bild von Abbildung 6-3 ist der Turmvorstau mit einem turbulenten Windfeld dargestellt. Der Unterschied zwischen beiden Graphen ist fast nicht mehr erkennbar. Im Vergleich zum homogenen Windfeld fällt auf, dass die Amplituden um den Faktor 10, aufgrund der höheren Anregung, ansteigen. Im aktuellen Modell liegt der Abstand zwischen Blattspitze und Turmmittelpunkt im Stillstand bei 14m und im Betrieb bei maximaler Schubkraft bei ca. 10m.

7 Umsetzung der optimierten Dimensionierung Implementation of the optimized design

Kurzfassung

Die Umsetzung der optimierten Dimensionierung erfolgt in der objektorientierten Programmiersprache c#. Neben der Finiten-Elemente-Methode zur Ermittlung der notwendigen Stabschnittkräfte ist die Umsetzung der geometrischen Strukturgenerierung, der Querschnittskennwerte, der Lastmodellierung und der Nachweisführung unabdingbar. Darauf aufbauend wird eine Topologieoptimierung, bestehend aus einer geometrischen und materiellen Optimierung, entwickelt um eine dem Optimalitätskriterium entsprechenden Fachwerkturn automatisch zu erzeugen.

Abstract

The implementation of the optimized design takes is implemented in the object-oriented programming language c#. In addition to the finite-element method for determining the necessary internal beam forces, the implementation of the geometric structure generation, the cross-section resistances, the load assumptions and the verifications is indispensable. A topology optimization, consisting of a geometric and material optimization, is developed to automatically generate a truss tower corresponding to the optimization criterion.

7.1 Ziel Objective

Die komplexe Geometrie von Gittermasten begründet sich durch die Vielzahl der Strukturelemente und der damit verbundenen hohen Anzahl an Knotenpunkten und der vielfältigen geometrischen Möglichkeiten (im Folgenden als Topologie bezeichnet). Der konventionelle Weg zur Erstellung von Tragwerksmodellen sieht die manuelle Eingabe von Knotenkoordinaten und Stabzuordnungen in ein geeignetes Stabwerksprogramm vor. Es liegt in der Natur der Sache, dass zum einen dieses Vorgehen für besonders hohe Gittermaste aufwendig und zum anderen eine weitgehend optimierte Konstruktion kaum erreichbar ist.

Für die Strukturoptimierung haben in den vergangenen Jahren Verfahren Bedeutung erlangt, die in der Lage sind, Tragwerkssysteme nicht nur deterministisch abzubilden, sondern die Gleichgewichtsformulierung in Abhängigkeit festgelegter Entwurfsvariablen zu formulieren. Dies können im Hinblick auf Gittermasttürme zum Beispiel zentrale geometrische Größen wie maximale Spreizung, Neigung und Höhenabschnitte für Eiffelisierungen (Neigungswechsel) sein. Ferner können auch stochastisch bedingte Schwankungen (Materialstreuung, geometrische Imperfektionen etc.) Teil des Optimierungsproblems werden. Diese Vorgehensweise, bestimmte Größen im Rahmen der Tragwerksberechnung variabel zu halten, wird als stochastische Finite Elemente Methode (SFEM) bezeichnet [32] und in diesem Forschungsvorhaben in einer geeigneten Programmierumgebung umgesetzt.

7.2 Vorgehensweise Method

Da im Rahmen dieses Forschungsvorhabens die optimierte Gestaltung der Konstruktion von Gittermasttürmen für unterschiedliche Einsatzzwecke im Vordergrund steht, wird im ersten Schritt eine Typisierung von Fachwerken vorgenommen und derart mit Parametern versehen, dass eine möglichst vollständig automatisierte Generierung der Mastgeometrie computergestützt möglich ist. Im ersten Schritt werden die Fachwerktypen sowie die jeweiligen Detaillierungen, d.h. die Anzahl und Lage von sekundären Füllstäben zur Reduzierung der Knicklängen, festgelegt.

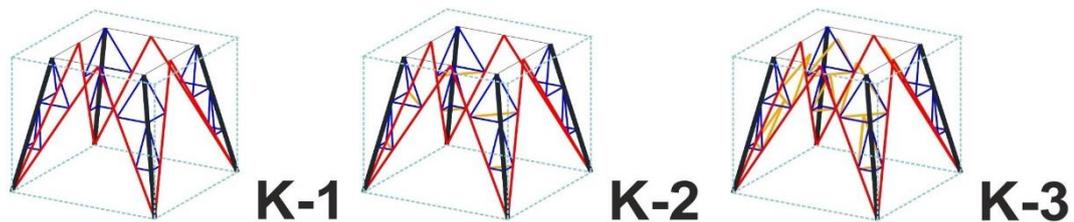


Abbildung 7-1 Detaillierung eines K-Fachwerks

Figure 7-1: Detailing of a K-Truss

Wie in Abbildung 7-1 exemplarisch dargestellt, erhöht sich der Detaillierungsgrad mit der Anzahl an Füllstäben. Überträgt man diese Vorgehensweise auf andere Fachwerktypen, so entsteht theoretisch eine unbegrenzte Matrix an möglichen Fachwerksegmenten (vgl. Abbildung 7-2).

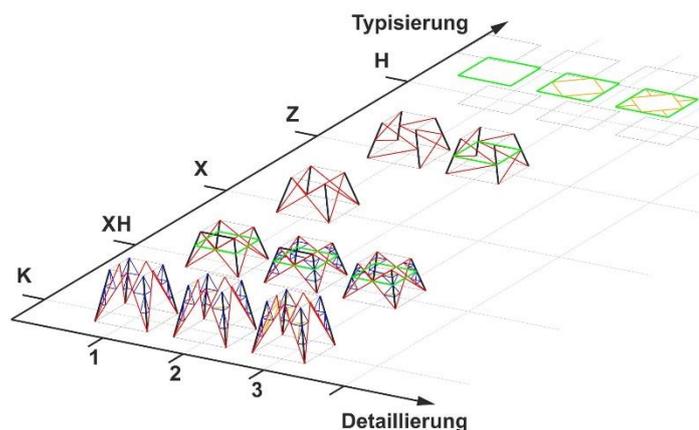


Abbildung 7-2 Matrix der möglichen Fachwerksegmente

Figure 7-2: Matrix of possible truss segments

Umsetzung der optimierten Dimensionierung Implementation of the optimized design

Jedes dieser Fachwerkelemente kann als Subtyp interpretiert werden, wobei alle Subtypen anhand der Parameter

- Obere Breite („B-oben“)
- Untere Breite („B-unten“)
- Subtyphöhe („H“)
- Profil (z.B.: L, Kreis, ...)
- Stahlorte

variierbar sind.

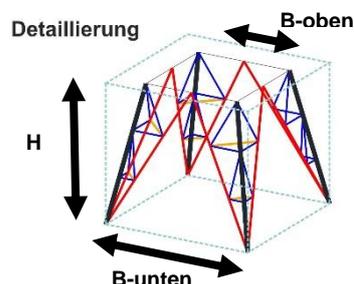


Abbildung 7-3 zeigt exemplarisch den Aufbau eines Gittermastturms mit den definierten Fachwerksegmenten. Durch das Erstellen einer Liste mit allen variablen Subtypen können beliebige Turmgeometrien erzeugt werden. Die einzelnen Elementtypen sind dabei prinzipiell beliebig austauschbar und erweiterbar, so dass eine Strukturoptimierung mit dieser Vorgehensweise erst ermöglicht wird.

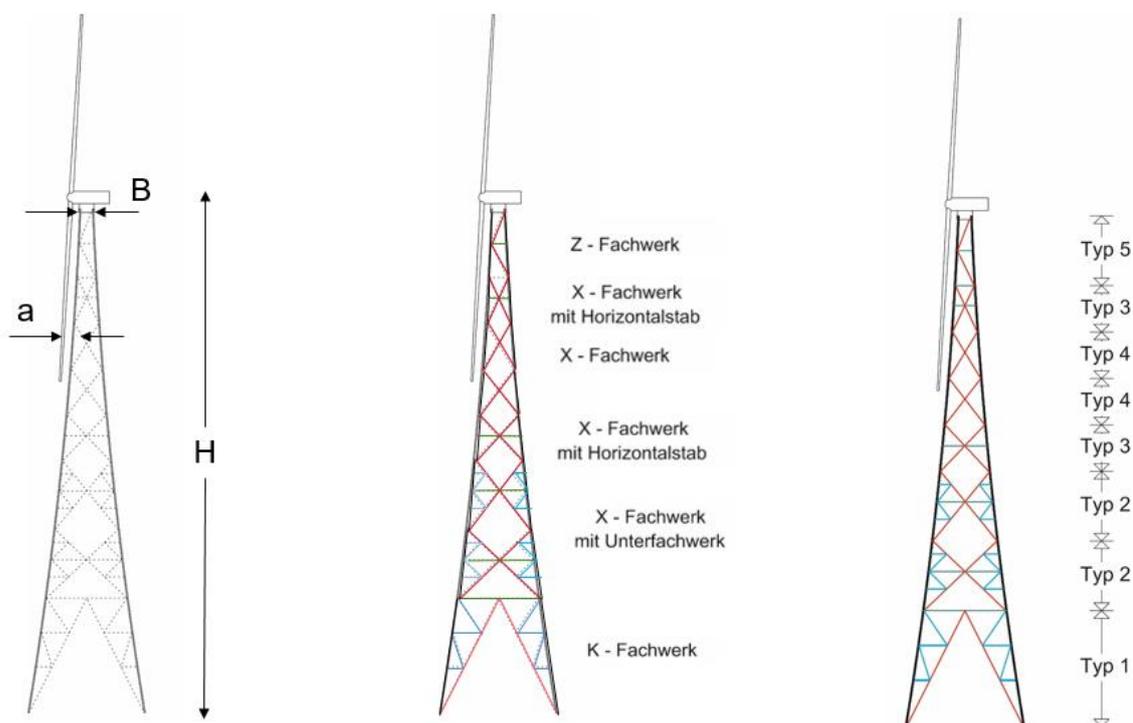


Abbildung 7-3 Aufbau eines Fachwerksturms (exemplarisch)

Figure 7-3: Build up of a truss tower (exemplarily)

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens erfolgt Umsetzung der Berechnungsmethoden durch eine typsichere, objektorientierte Programmierung (OOP) in „C-Sharp“. Die Architektur der Programmierung passt sich dabei der beschriebenen Vorgehensweise an. Jedes Fachwerksegment wird als ein so genanntes „Objekt“ mit den genannten, variablen Eigenschaften definiert. Durch sinnvolles Anordnen von Klassen, Kapselungen, Vererbungen und Polymorphie kann die Abbildung der komplexen Fachwerkgeometrie, der Finiten-Elemente-Berechnung,

der Automatisierung und der Nachweisführung systematisch, modular und flexibel umgesetzt werden.

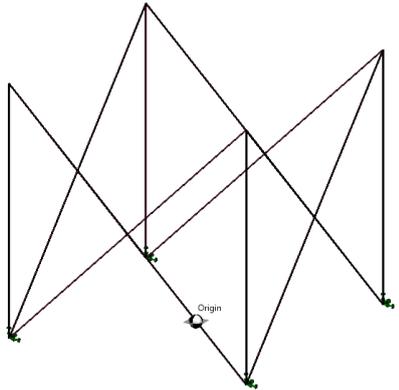
7.3 Turmmodellierung Tower buildup

Gemäß der vorab definierten Vorgehensweise (siehe Abschnitt 7.2) werden die räumlichen Knotenkoordinaten gemäß einfacher, trigonometrischer Beziehungen für das gewählte Fachwerksegment (Subtyp) berechnet und der Software als Objekte zur Verfügung gestellt.

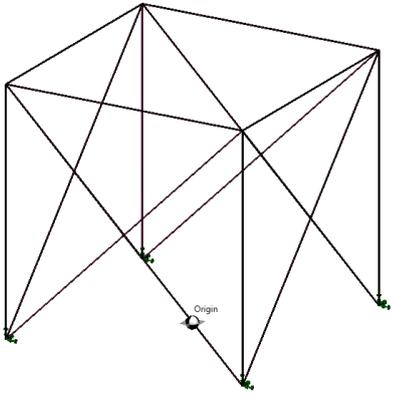
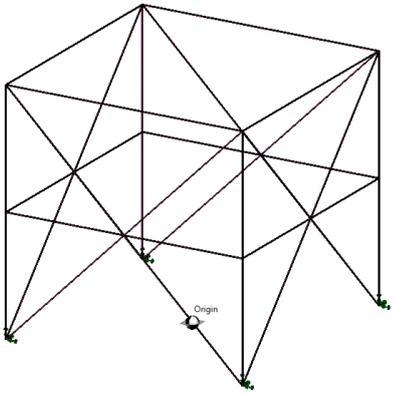
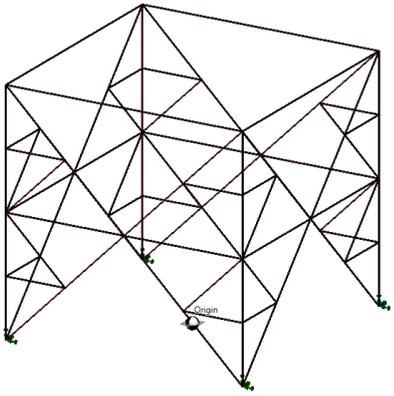
Die jeweiligen Fachwerksektionen können variiert werden in den Breiten oben und unten, Höhe, Detaillierungsgrad und Anzahl an Unterteilungen je Segmenthöhe. Mit steigender Anzahl an Unterteilungen werden die Knicklängen der primären Stäbe verringert, indem weitere Sekundärstäbe hinzugefügt werden. Die nachfolgenden Tabellen zeigen die Umsetzung der vorab festgelegten Fachwerksegmente in die selbstentwickelte SFEM Umgebung, dabei wird zwischen X-, Z- und K-Fachwerk unterschieden.

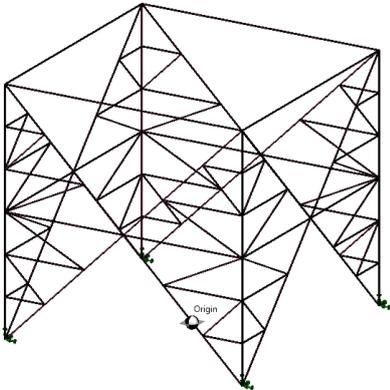
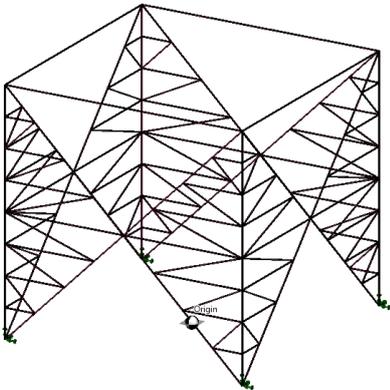
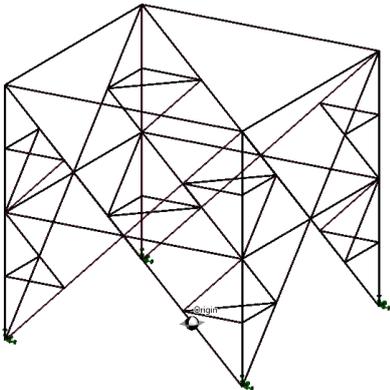
Tabelle 7-1: X-Fachwerksegmente in der SFEM Umgebung

Table 7-1: X-Truss segments defined in the SFEM

Detaillierung / Unterteilung / Horizontale	Beschreibung	Illustration (aus der SFEM Umgebung)
1 / 1 / 0	Einfaches X-Fachwerk	

Umsetzung der optimierten Dimensionierung
 Implementation of the optimized design

Detailierung / Unterteilung / Horizontale	Beschreibung	Illustration (aus der SFEM Umgebung)
1 / 1 / 1	Hinzufügen der obersten Horizontalstäbe	
2 / 1 / 1	Hinzufügen der mittleren Horizontalstäbe	
3 / 1 / 1	Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene	

Detaillierung / Unterteilung / Horizontale	Beschreibung	Illustration (aus der SFEM Umgebung)
3 / 2 / 1	Weitere Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene	
3 / 3 / 1	Weitere Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene	
4 / 1 / 1	Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene und senkrecht zur Fachwerkebene	

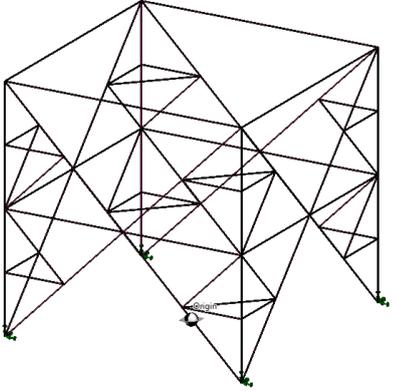
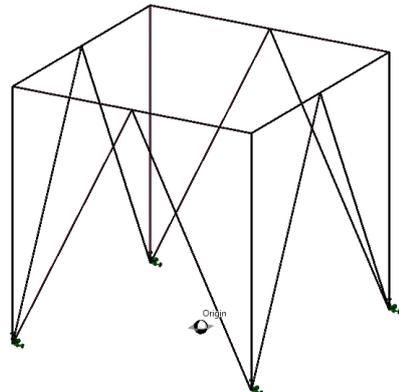
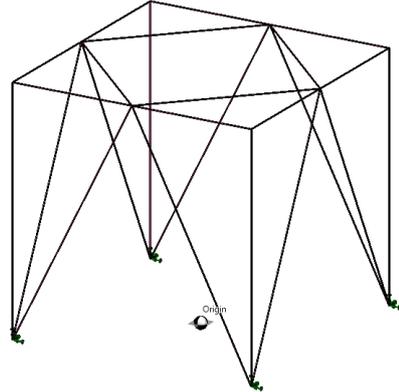
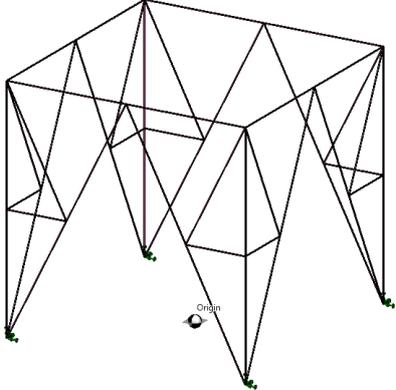
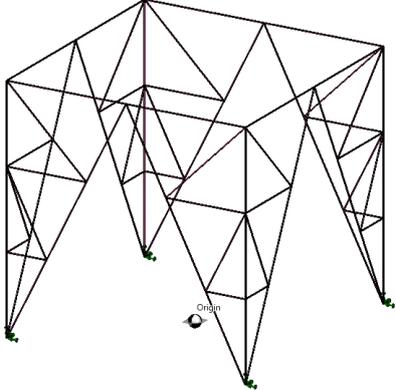
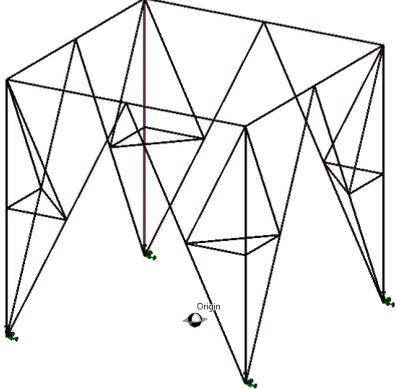
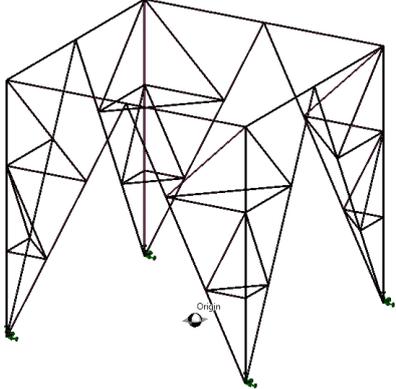
Detaillierung / Unterteilung / Horizontale	Beschreibung	Illustration (aus der SFEM Umgebung)
4 / 3 / 1	Weitere Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene und senkrecht zur Fachwerkebene	

Tabelle 7-2: K-Fachwerksegmente in der SFEM Umgebung

Table 7-2: K-Truss segments defined in the SFEM

Detaillierung / Unterteilung / Horizontale	Beschreibung	Illustration (aus der SFEM Umgebung)
1 / 1 / 1	Einfaches K-Fachwerk	
1 / 1 / 2	Hinzufügen weitere Horizontalstäbe in oberster Fachwerkebene	

Detailierung / Unterteilung / Horizontale	Beschreibung	Illustration (aus der SFEM Umgebung)
1 / 2 / 1	Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene	
1 / 3 / 1	Weitere Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene	
2 / 2 / 1	Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene und senkrecht zur Fachwerkebene	
2 / 3 / 1	Weitere Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene und senkrecht zur Fachwerkebene	

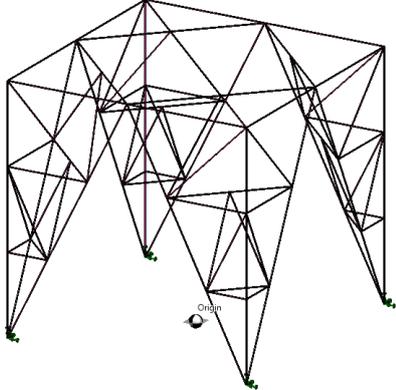
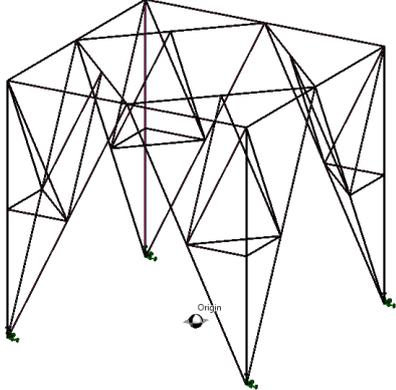
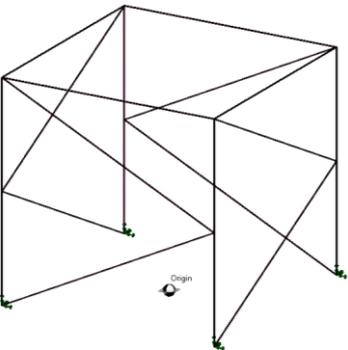
Detaillierung / Unterteilung / Horizontale	Beschreibung	Illustration (aus der SFEM Umgebung)
3 / 3 / 2	Verringerung der Knicklängen in Fachwerkebene und senkrecht zur Fachwerkebene und Hinzufügen weitere Horizontalstäbe in oberster Fachwerkebene	
3 / 2 / 2	2	

Tabelle 7-3: Z-Fachwerksegmente in der SFEM Umgebung

Table 7-3: Z-Truss segments defined in the SFEM

Detaillierung / Unterteilung / Horizontale	Beschreibung	Illustration (aus der SFEM Umgebung)
1 / 1 / 1	Einfaches Z-Fachwerk	

Die Stäbe werden als Biegestabelement durch jeweils einen Anfangs- und Endknoten in das Knotengerüst eingebunden. So ist eine freie Wahl der Stabanfangs- und Stabendgelenke möglich. Bei der automatischen Turmmodellierung laufen die Eckstiele biegesteif durch. Mit Ausnahme des X-Fachwerks werden alle Stäbe des Unterfachwerks am Elementanfang und -ende als gelenkig in Richtung M_y und M_z modelliert. Zur Vermeidung von Singularitäten ist ein Stab der X-Diagonalen durchgehend biegesteif; der weitere Stab ist gelenkig an den Eckstielen und der durchgehenden X-Diagonalen angeschlossen. Mit den genannten geometrischen und statischen Randbedingungen ist damit der Turm konstruierbar. Grundsätzlich können jedem Biegestab beliebige Steifigkeiten zugeordnet werden. Sinnvoll ist der Zugang zu einer Profildatenbank mit tatsächlichen Profilen und den zugehörigen statischen Profilkennwerten.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhaben sind standardisierte Winkelprofile, runde Hohlprofile und zusammengesetzte Winkelprofile in der SFEM Umgebung hinterlegt. Die Ermittlung der notwendigen Querschnittskennwerte wird nachfolgend näher beschrieben.

7.4 Querschnittskennwerte Cross-section properties

Aufgrund der Dimensionsreduktion in der entwickelten SFEM Umgebung sind Kenntnisse über die Querschnittskennwerte zwingend notwendig. Ohne an dieser Stelle die einzelnen Formeln explizit zu nennen, sollen doch die für die Bemessung verwendeten Profiltypen und deren wesentliche Widerstandswerte kurz beschrieben werden. Für eine ausführliche Beschreibung von Profilkennwerten und deren mathematischen Beschreibungen wird auf einschlägige Literatur verwiesen (z.B. [41]).

Die Beanspruchbarkeit von Querschnitten, insbesondere für die Druck- und Zugbeanspruchungen, ist die Querschnittsfläche A maßgebend und muss für jedes verwendete Profil ermittelt werden. Bei zusammengesetzten Querschnitten werden die jeweiligen Teilflächen aufsummiert [41].

Die in Länge³ angegebenen, positiven Hilfsgröße *Widerstandsmomente* W_y , W_z bzw. W_1 und W_2 sind für die Ermittlung der Biegebeanspruchbarkeit notwendig. Für die Bemessung sind diejenigen Widerstandsmomente zu ermitteln, die sich auf die Querschnittsränder beziehen, welche den größten Abstand zum Schwerpunkt aufweisen („geringste Widerstandsmomente“). Bei unsymmetrischen Querschnitten, wie es bei L-Profilen immer der Fall ist, müssen die Koordinaten entsprechend einer zweidimensionalen Verdrehmatrix umgerechnet werden [41].

Die in dem Fachwerkurm verwendeten, druckbeanspruchten Querschnitte sind grundsätzlich als knickgefährdet einzuordnen. Zur Bewertung der Knickgefährdung sind die so genannten Trägheitsradien i_y , i_z bzw. i_1 und i_2 als statische Querschnittskennwerte von Bedeutung. Die Trägheitsradien werden aus den Flächenträgheitsmomenten I_y , I_z bzw. I_1 und I_2 und den Querschnittsflächen abgeleitet und haben die Dimension einer Länge [41]. Bei unsymmetrischen Querschnitten

werden in der Regel die Trägheitsradien bezogen auf die jeweiligen Hauptachsen benötigt.

In der entwickelten SFEM Umgebung werden auf Basis der berechneten Schnittgrößen Nachweise gemäß DIN EN 1993-1-1 [42] und DIN EN 1993-3-1 [11] geführt. Hierzu müssen daher mindestens folgende statischen Querschnittskennwerte anhand der Querschnittsabmessungen automatisch für alle verwendeten Stahlprofile ermittelt werden:

- Fläche A
- Schwerpunkte y_s und z_s
- Widerstandsmomente W_y, W_z, W_1 und W_2
- Flächenmomente 2. Ordnung I_y, I_z, I_1 und I_2
- Trägheitsradien i_y, i_z, i_1 und i_2

Insbesondere bei unsymmetrischen L-Profilen ist die Transformation der Kennwerte auf gedrehte Achsensysteme unabdingbar.

7.5 Lastmodellierung Load assumptions

Abhängig vom Standort sind Windenergieanlagen unterschiedlichen Belastungen ausgesetzt. Eigenlasten, Windlasten und Belastungen aus dem Anlagenbetrieb sind an jedem möglichen Standort vorhanden. Erdbeben- und Eislasten werden in diesem Forschungsvorhaben vernachlässigt.

Die dominierende Einwirkung ist Wind. Für die statischen Berechnungen werden zum einen die Windbelastung auf den Turm selber und zum anderen die aufgrund der Windströmung hervorgerufenen Lasten aus dem Anlagenbetrieb benötigt. In den nachfolgenden Abschnitten werden die verwendeten Methoden zur Beschreibung der Belastungen beschrieben. Diese Methoden werden als Lastgenerator zur automatischen Generierung der Knotenlasten in der SFEM Umgebung implementiert.

7.5.1 Allgemeines General

Durch Druckunterschiede in der Erdatmosphäre entstehen Luftbewegungen vom Hochdruck- zum Tiefdruckgebiet, die beim Auftreffen auf eine Oberfläche (z.B. Gebäude) Belastungen erzeugen. Durch Reibung der Winde an der Erdoberfläche werden diese abgebremst; abhängig von der Reibung und der Höhe über der Erdoberfläche. Der Bereich, bei dem die Windströmung von der Reibung der Erdoberfläche beeinflusst wird, nennt man atmosphärische Grenzschicht. Innerhalb dieser Grenzschicht verändern sich die Windgeschwindigkeiten und -turbulenzen mit zunehmender Höhe. Mathematisch lassen sich die räumlichen, über die Zeit veränderlichen Windfelder nur mit Hilfe der Statistik hinreichend beschreiben.

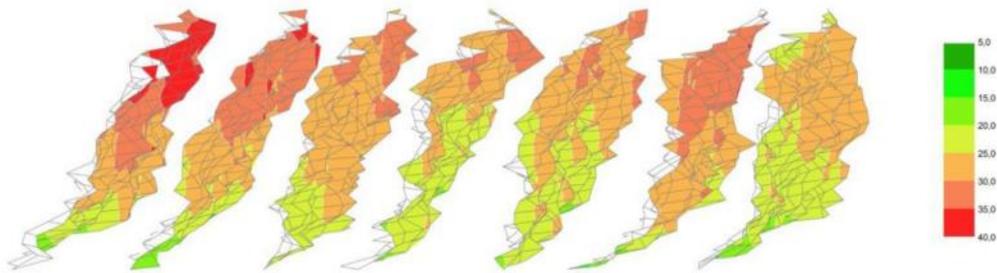


Abbildung 7-4 Exemplarische Windfelder nach dem Prinzip der Wellenüberlagerung [38]

Figure 7-4: Exemplary wind fields according to the multivariate stochastic method [38]

Für die statische Bemessung von Bauwerken werden Extremwindereignisse betrachtet. Die derzeit bauaufsichtlich eingeführte Windlastnorm DIN EN 1991-1-4 [39] bietet ein Verfahren zur Ermittlung von Windgeschwindigkeiten an, welches dem Sicherheitskonzept nach DIN EN 1990 [43] entspricht und den Effekt der atmosphärischen Grenzschicht durch vereinfachte Annahmen berücksichtigt. Durch Angabe von Kraftbeiwerten c_f kann die Gesamtwindlast berechnet werden. In diesem Forschungsvorhaben wird die Windbelastung auf dem Turm nach DIN EN 1991-1-4 [39] bzw. aus den Ergebnissen aus den Windkanalversuchen angesetzt. Die Belastungen aus dem Anlagenbetrieb erfolgen anhand Abschnitt 4.1.

7.5.2 Windbelastung auf den Fachwerkurm Wind load assumptions on truss towers

Nach DIN EN 1991-1-4 N.A. ergibt sich für den gewählten Standort Aachen eine Basiswindgeschwindigkeit v_b von 25 m/s. Die Zunahme der Böenwindgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Höhe z wird gemäß Geländekategorie II, was die Rauigkeitslänge einer typischen On-Shore Windenergieanlage im Binnenland entspricht, berechnet. Die Ermittlung des Grundkraftbeiwertes $c_{f,0}$ erfolgt entsprechend der Völligkeiten gemäß DIN EN 1991-1-4 und dem Schlankheitsgrad gemäß Abschnitt 7.13 der DIN EN 1991-1-4 [39]. Die Lasteinleitung erfolgt über die acht Knoten eines Fachwerkssegments entsprechend der Höhenlage des jeweiligen Subtyps. Abbildung 7-5 zeigt die in der SFEM implementierten Turmwindbelastungen exemplarisch für einen Anströmwinkel.

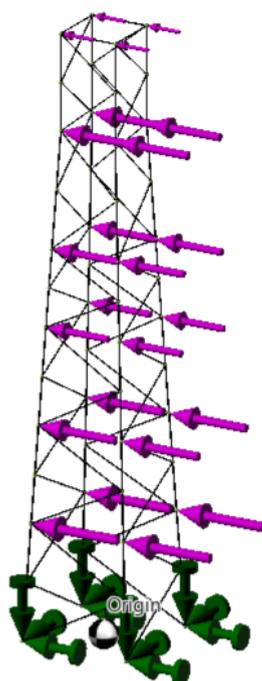


Abbildung 7-5 Windlastansatz in der SFEM Umgebung

Figure 7-5: Wind load approach in the SFEM

7.5.3 Belastung aus Anlagenbetrieb Operating state loads

Die Richtlinie zur Zertifizierung von Windenergieanlagen des Germanischen Lloyd (GL) beschreibt Windmodelle mit deren Hilfe verschiedene Lastfälle berücksichtigt werden können. Für die Belastungen auf den Turm wird auf die Ergebnisse der in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Multi-Body-Simulation zurückgegriffen, welche die Lastfälle entsprechend der genannten Richtlinie berücksichtigt. Für die Details zu diesem Verfahren wird auf Abschnitt 4.1 verwiesen. Ergebnis dieser Simulationen sind Extremlasttabellen (siehe und Lastzeitreihen der sechs Reaktionsgrößen am Turmkopf (F_x , F_y , F_z , M_x , M_y und M_z)). Für jede Reaktionsgröße wird das Maximum und die zu diesem Zeitpunkt zugehörigen Kräfte als Lastfälle in der SFEM Umgebung berücksichtigt. Demnach ergeben sich sechs statische Lastfälle für den Betriebszustand, die mit den Lastfällen Wind und Eigengewicht zu kombinieren sind.

Tabelle 7-4 listet die verwendeten Lastfälle auf.

Tabelle 7-4: Übersicht der untersuchten Lastfälle in kN

Table 7-4: Summary of the investigated load cases in kN

Querschnitt 41: H = 109.188 m											
	DLC	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z	FR	θF	MR	θM
maxF _x	1.3-e4	1532	-35	-2870	4974	-6524	11231	1532	178	8204	193
minF _x	1.1-e4	-1270	343	-2392	2194	2694	-7637	1316	86	3474	49
maxF _y	6.1-a2	200	858	-2396	-2458	-1574	-2933	881	104	2919	14

Querschnitt 41: H = 109.188 m											
	DLC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	FR	θF	MR	θM
minFy	6.3-a3	296	-	-2671	7227	-5614	5781	1047	81	9151	173
maxFz	6.1-b1	151	11	-790	-3174	-2013	778	151	6	3759	-4
minFz	1.3-e4	140	-91	-3051	5075	-10608	10977	167	136	11760	208
maxMx	6.3-a3	309	-995	-2669	7515	-5463	5773	1041	82	9090	171
minMx	6.1-a1	159	48	-2663	-4923	-1712	281	166	25	5120	16
maxMy	1.4-a1	52	-394	-2596	5417	24153	5943	398	69	24439	17
minMy	1.4-a2	-658	547	-2685	1803	-34756	-6880	856	189	34354	239
maxMz	1.3-e4	431	-296	-2944	6245	-468	18175	523	133	6262	127
minMz	1.4-a2	-1155	97	-2453	455	-22754	-26921	1159	236	22758	241
maxFR	1.3-e4	1532	-35	-2870	5130	-6642	11231	1532	178	8393	193
maxMR	1.4-a2	-658	547	-2685	1858	-34756	-6880	856	189	34806	239

Durch ein geeignetes Transitionpiece wird davon ausgegangen, dass die Lasteinleitung in den Turm gleichmäßig über die vier obersten Knotenpunkte erfolgt. Abbildung 7-6 illustriert die in der SFEM Umgebung implementierte Betriebslast beispielhaft für den Lastfall mit der maximalen Belastung in X Richtung.

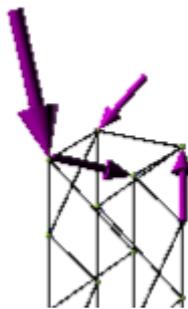


Abbildung 7-6 Lasteinleitung der Betriebszustände
Figure 7-6: Load applications of the operating conditions

7.6 Nachweisführung Verification

Der numerische Aufwand der automatischen Tragwerksbemessung resultiert u.a. auf die Anzahl der durchzuführenden Nachweise. Für die Bemessung des Fachwerksturms sind die wesentlichen Nachweise mit den zugehörigen Regelwerken in Tabelle 7-5 aufgeführt.

Tabelle 7-5: Verwendete Normen der wesentlichen Nachweise

Table 7-5: Used codes of essential design

Norm	Bezeichnung	Nachweis
DIN EN 1990-1	Grundlagen der Tragwerksplanung	
DIN EN 1993-1	Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau	Allg. Spannungsnachweis bzw. Bauteilnachweis sowie Stabilitätsnachweise
DIN EN 1993-1-8	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Bemessung von Anschlüssen	Zugbeanspruchbarkeit von Winkelprofilen
DIN EN 1993-3	Türme, Maste und Schornsteine	Fachwerkspezifische Stabilitätsnachweise

Der Eurocode 0 (DIN EN 1990 [23]) regelt Prinzipien und Anforderungen an die Tragsicherheit von Tragwerken und ist für den Entwurf in Verbindung mit der DIN EN 1991 bis DIN EN 1999 gedacht [44]. Ziel einer Bemessung ist die prognostizierte Sicherstellung gegen Versagen mit einer angemessenen Versagenswahrscheinlichkeit. Für den Fachwerkurm der Windenergieanlage werden diese Grundsätze in der DIN EN 1990 geregelt. Die die EN 1993-1 und DIN EN 1993-3 behandeln die Bemessung mit dem Werkstoff Stahl, wobei die DIN EN 1993-3 spezielle Anforderungen für Türme, insbesondere auch Stahlfachwerke, regelt [23].

Die DIN EN 1993-1 und die DIN EN 1993-3-1 bedienen sich einer quasistatischen Nachweisführung, d.h. die Bemessung erfolgt auf Basis eines statischen Modells, welches das Tragverhalten der Querschnitte und Anschlüsse im Grenzzustand der Tragfähigkeit oder im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinreichend genau abbilden soll. Dynamische Lasten werden i.d.R. mit einer ungünstigen Beaufschlagung der statischen Lasten angenommen.

Die Zugbeanspruchbarkeit wird nach DIN EN 1993 Teil 1 bewertet und ist unabhängig von der Querschnittsklassifizierung. Der Nachweis ist erfüllt, wenn der Bemessungswert der einwirkenden Zugkraft N_{Ed} größer als der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit $N_{t,Rd}$ ist [42].

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \quad (7-1)$$

Die plastische Bruttoquerschnittsbeanspruchbarkeit $N_{pl,Rd}$ ist definiert als [42]

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7-2)$$

Die plastische Nettoquerschnittsbeanspruchbarkeit $N_{u,Rd}$ längs der kritischen Risslinie durch Löcher ist [42]

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (7-3)$$

Es wird von einer Schraubverbindung der Winkelprofile ausgegangen. Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit wird daher bestimmt durch [42]:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7-4)$$

Ohne Berücksichtigung der Stabilitätsgefährdung ist die Druckbeanspruchungen nachzuweisen als Quotient des Bemessungswertes der einwirkenden Druckkraft zum Bemessungswerte der Druckbeanspruchbarkeit [42].

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \quad (7-5)$$

In Abhängigkeit der Querschnittsklasse werden die Querschnittsdruckbeanspruchbarkeiten $N_{c,Rd}$ angenommen zu [42]:

Für Querschnittklasse 1-3

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7-6)$$

Für Querschnittklasse 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7-7)$$

Die einachsige Biegebeanspruchbarkeit der Querschnitte ist nach DIN EN 1993-1 ebenfalls abhängig von der Querschnittsklasse und definiert als [42]:

$$(7-8)$$

Für Querschnittklasse 1 oder 2

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Für Querschnittklasse 3

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7-9)$$

Für Querschnittklasse 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7-10)$$

Für die Annahmen weiterer Querschnittsbeanspruchbarkeiten und Querschnittsnachweisen, wie z.B. Querkraftnachweise oder Interaktionen, wird auf die DIN EN 1993-1 [42] verwiesen. Nachfolgend wird auf die in der automatischen Nachweisroutine verwendeten, fachwerkspezifischen Stabilitätsnachweise eingegangen.

Werden keine geringeren Knicklängen durch gesonderte Betrachtungen berechnet, so ist die Anwendung der DIN EN 1993-3-1 „Türme und Maste“ eine adäquate Näherung zur Stabilitätsbewertung von räumlichen Fachwerktürmen. Für Druckbeanspruchte Bauteile kann die DIN EN 1993-1-1 als auch die fachwerkspezifische Norm DIN EN 1993-3-1 verwendet werden. Das Verfahren in erstgenannter Norm kann für Stabilitätsnachweise von Bauteilen in Gittermasttürmen zu konservativen Ergebnissen führen [11]. Ein wesentliches Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die wirtschaftliche Optimierung des Tragwerks. Die Anwendung des Verfahren nach Anhang G und Anhang H der DIN EN 1993-3-1 ist daher angemessen, in der SFEM Umgebung umgesetzt und wird nachfolgend für die im vorliegenden Fall wesentlichen Situationen erläutert. Knicken druckbeanspruchter Bauteile für Türme beruht auf dem Ersatzstabverfahren nach DIN EN 1993-1. Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit $N_{b,Rd}$ lautet [11]:

Für Querschnittklasse 1, 2 oder 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (7-11)$$

Für Querschnittklasse 4

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (7-12)$$

Der Abminderungsfaktor χ ist entsprechend der maßgebenden Knicklinie nach EN 1993-1-1 zu ermitteln, wobei für die untersuchten Fachwerktürme die effektive Schlankheit λ_{eff} mit den Beiwerten nach Anhang G der DIN EN 1993-3-1 ermittelt werden [11]:

$$\bar{\lambda}_{eff} = k\bar{\lambda} \quad (7-13)$$

Die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit auf Biegeknicken ist bei gelenkig angeschlossene Winkelprofilen mit einem Abminderungsfaktor η zu reduzieren. Bei den in diesem Forschungsvorhaben untersuchten Fachwerktürmen wird von biegesteifen Anschlüssen bei Verwendung von Winkelprofilen ausgegangen. Hierzu müssen die Anschlüsse mit mindestens zwei Schrauben ausgeführt werden.

Zur Ermittlung des Beiwerts k für den effektiven Schlankheitsgrad ist eine Differenzierung zwischen Gurtstäben, diagonalen und horizontalen Füllstäben notwendig. Der Beiwert für Gurtstäbe hängt vom gewählten Querschnitt der Eckstiele, der Art der Ausfachung (symmetrisch/unsymmetrisch) und von der Ausfachung am jeweiligen Stabanfang bzw. Stabende ab. Für Gurtstäbe kann der Beiwert anhand der nachfolgende Tabelle bestimmt werden [11]:

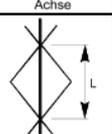
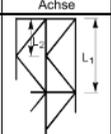
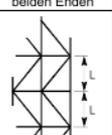
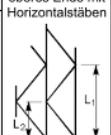
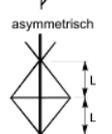
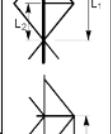
Symmetrische Ausfachung			Unsymmetrische Ausfachung			
Querschnitt	L (3)		Querschnitt	L (3)		
Achse	v-v	y-y	Achse	v-v	y-y	
	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$		$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ jedoch $\geq 1,08$ und $\leq 1,2$ bezogen auf $L_2^{(2)}$	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ jedoch $\geq 1,08$ und $\leq 1,2$ bezogen auf L_1	$1,0$ bezogen auf $L_1^{(1)}$
	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$		$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$ bezogen auf $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$ bezogen auf L_1	$1,0$ bezogen auf $L_1^{(1)}$
						
	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$	$1,0$		$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$ bezogen auf $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ jedoch $\geq 0,9$ und $\leq 1,0$ bezogen auf L_1	$1,0$ bezogen auf $L_1^{(1)}$
ANMERKUNG 1	Es darf ein durch weitergehende Untersuchungen belegter Abminderungsfaktor verwendet werden.					
ANMERKUNG 2	Nur maßgebend, wenn ein stark ungleichschenkliges Winkelprofil verwendet wird.					
ANMERKUNG 3	Die angegebenen Werte gelten nur für 90°-Winkelprofile.					

Abbildung 7-7 Beiwert k für den effektiven Schlankheitsgrad von Gurtstäben aus [11]

Figure 7-7: Factor k for the effective slenderness of the girder [11]

Der in der SFEM Umgebung implementierte Topologie-Generator erstellt ausschließlich symmetrische Fachwerke, so dass eine Differenzierung bei der Bestimmung des Beiwertes für die Eckstiele entfällt.

Umsetzung der optimierten Dimensionierung Implementation of the optimized design

Der Beiwert k für diagonale Füllstäbe berücksichtigt die Füllstabanordnung sowie die Art der Anschlüsse. Er kann für Winkelprofile nach Abbildung 7-8 und für Hohlprofile nach Abbildung 7-9 ermittelt werden.

Art der Einspannung	Beispiele	Achse	k
nicht durchlaufend an beiden Enden (d. h. Einschraubverbindungen an beiden Bauteilenden)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_z}$
durchlaufend an einem Ende (d. h. Einschraubverbindung an einem Ende und durchlaufend oder Zweischraubverbindung am anderen Bauteilende)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
durchlaufend an beiden Enden (d. h. Zweischraubverbindungen oder durchlaufend an beiden Bauteilenden bzw. Zweischraubverbindung an einem und durchlaufend am anderen Bauteilende)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$

ANMERKUNG 1 Die oben angegebenen Beispiele dienen der Erläuterung und spiegeln nicht notwendigerweise praktische Anwendungen wider.

ANMERKUNG 2 Es werden nur Anschlüsse an Winkelprofile dargestellt; der Beiwert k darf auch bei Anschlüssen an Hohlprofile oder Vollquerschnitte mit angeschweißten Knotenblechen angewendet werden.

Abbildung 7-8 Beiwert k für den effektiven Schlankheitsgrad von Füllstäben (Winkelprofile) [11]

Figure 7-8: Factor k for the effective slenderness of secondary beams (L-Profiles) [11]

	Typ	Achse	k (1) (2)
Eckblech aus Hohlprofilen oder Stangen	 Einschraubverbindung	in Fachwerkebene	0,95 ⁽²⁾
		aus der Fachwerkebene	0,95 ⁽²⁾
	 Zweischraubverbindung	in Fachwerkebene	0,85
		aus der Fachwerkebene	0,95 ⁽²⁾
	 geschweißte Rohre mit Anschlussblech	in Fachwerkebene	0,70
		aus der Fachwerkebene	0,85
	 geschweißte Rohre ⁽¹⁾ und Stangen mit geschweißten Knotenblechen	in Fachwerkebene	0,70
		aus der Fachwerkebene	0,70
	 direkt verschweißte Rohre und Stangen	in Fachwerkebene	0,85
		aus der Fachwerkebene	0,85
	 gebogene und geschweißte Stangen	in Fachwerkebene	0,85
		aus der Fachwerkebene	0,85

ANMERKUNG 1 Die k -Werte gelten auch für vorgespannte Zweischraubverbindungen.

ANMERKUNG 2 Die Abminderung darf nur auf die wirkliche Bauteillänge bezogen werden, mindestens jedoch auf den Abstand zwischen den Endschrauben.

ANMERKUNG 3 Sind die Bedingungen am Bauteilende unterschiedlich, ist in der Regel ein gemittelter k -Wert (1) zu bestimmen.

ANMERKUNG 4 Die oben angegebenen Beispiele dienen der Erläuterung und spiegeln nicht notwendigerweise praktische Anwendungen wider.

ANMERKUNG 5 Die k -Werte (1) gelten für Füllstäbe mit gleichen Anschlüssen an den Bauteilenden. Bei Bauteilen mit zwischenliegenden sekundären Füllstäben können höhere k -Werte (2) auftreten; es ist daher in der Regel $k = 1,0$ (1) anzunehmen, es sei denn, kleinere Werte werden durch Versuche bestätigt.

Abbildung 7-9 Beiwert k für den effektiven Schlankheitsgrad von Füllstäben (Hohlprofile) [11]

Figure 7-9: Factor k for the effective slenderness of secondary beams (hollow sections) [11]

Horizontale Füllstäbe von K-Fachwerken sind im vorliegenden Fall in der Regel zur einen Hälfte druck- und zur anderen Hälfte zugbeansprucht. Gemäß DIN EN 1993-3-1 ist dann, insofern keine horizontale Ausfachungsebene vorhanden ist, der Beiwert k

nach Tabelle G.2. für Knicken aus der Fachwerkebene zu korrigieren mit dem Korrekturbeiwert k_I [11]. Der Beiwert ist abhängig vom Verhältnis der Druck- zur Zugbeanspruchung als Resultat der äußeren Belastungen.

Verhältnis $\frac{N_t}{N_c}$	Korrekturbeiwert k_I
0,0	0,73
0,2	0,67
0,4	0,62
0,6	0,57
0,8	0,53
1,0	0,50
Für negative $\frac{N_t}{N_c}$ -Verhältnisse (d. h., wenn beide Bauteile druckbeansprucht sind) gilt $k_I = 1,0$.	

Abbildung 7-10 Korrekturbeiwert k_I für horizontale Füllstäbe aus [11]

Figure 7-10: Correction factor k_I for horizontal secondary beams [11]

Die Bestimmung des Beiwertes k bei Fachwerktürmen zeigt, dass eine Stabweise Nachweisführung, im Gegensatz zur Bemessung nach DIN EN 1993-1-1, nicht möglich ist. Vielmehr müssen in der SFEM Umgebung sinnvolle Stabzüge und Stabgruppen definiert werden, an denen eine Stabilitätsgefährdung auf Biegeknicken möglich ist.

Entscheidend für den Biegeknicknachweis von Fachwerktürmen ist die Ermittlung der Knicklänge L_{cr} bzw. der Schlankheit λ druckbeanspruchter Bauteile. In diesem Forschungsvorhaben werden ausschließlich symmetrisch ausgefachte Türme betrachtet, so dass die Ermittlung der Knicklänge bei Gurtstäben mit der Systemlänge, d.h. mit dem Abstand der Knoten im FE-Modell, bestimmt wird.

Biegeknicken primärer Füllstäbe zur Aussteifung des Turmes wird bewertet nach DIN EN 1933-3-1 mit nachstehender Abbildung [11]:

Typische Anordnungen primärer Füllstäbe					
parallel oder verjüngend			üblicherweise verjüngend		üblicherweise parallel
I einfaches Fachwerk $L_{dj} = L_d$	II kreuzweise Ausfachung $L_{dj} = L_{d2}$	III K-Fachwerk $L_{dj} = L_{d2}$	IV kreuzweise Ausfachung mit im Kreuzungs- punkt unter- brochenen diagonalen Füllstäben und durchgehenden horizontalen Füllstäben und $L_{dj} = L_{d2}$	V mehrfache Vergitterung	VI kreuzweise Ausfachung mit Zuggliedern
Typische Anordnungen sekundärer Füllstäbe (siehe auch Bild H.2)				ANMERKUNG Die Zugglieder in Anordnung IV werden so bemessen, dass die gesamte Querkraft über Zugkräfte abgetragen wird z. B.	
IA einfaches Fachwerk	IIA kreuzweise Ausfachung $L_{dj} = L_{d1}$	IIIA $L_{dj} = L_{d1}$ $L_{dj} = L_{d2}$ aus der Ebene	IVA kreuzweise Ausfachung mit sekundären Bauteilen $L_{dj} = L_{d1}$		

Abbildung 7-11 Typische Anordnung von Füllstäben mit Angabe der Knicklänge aus [11]

Figure 7-11: Typical arrangement of secondary beams with buckling length

Sind bei einer kreuzweisen Ausfachung die Druck- und Zugkräfte betragsmäßig identisch, so darf gemäß Abschnitt H.3.3. der DIN EN 1993-3-1 der Kreuzungspunkt sowohl in als auch senkrecht zur Fachwerkebene als gehalten angesehen werden und die Knicklänge um die schwache Achse mit L_{d2} angenommen werden. Sind die Kräfte nicht betragsmäßig gleich, so sind die Stäbe für die größtmögliche Druckkraft zu bemessen, wobei zusätzlich die Summe der Tragfähigkeiten beider Bauteile gegenüber Knicken mindestens so groß sein muss wie die Summe der Normalkräfte in beiden Bauteilen (siehe Abschnitt H.3.3 der DIN EN 1993-3-1 [11]). Für den Trägheitsradius senkrecht zur Fachwerkebene ist die Systemlänge L_d zu verwenden. Im Rahmen dieses Forschungsvorhaben wurde festgelegt, dass die Druck- und Zugkräfte betragsmäßig als identisch angesehen werden können, wenn die Abweichung kleiner als 10 % ist. Die Definition einer solchen Schranke ist für die Umsetzung in einem Computeralgorithmus zwingend notwendig.

Als Knicklänge der Diagonalstäbe von K-Fachwerken darf die Länge L_{d2} verwendet werden, sofern keine sekundären Füllstäbe angeordnet sind. Sind sekundäre Füllstäbe, jedoch keine Walmstäbe angeordnet, so berechnet sich die Knicklänge senkrecht zur betrachteten Fachwerkebene mit der Länge L_{d2} und dem Trägheitsradius i_{yy} bzw. i_{zz} .

Die beschriebene Bestimmung der Knicklängen zur Bewertung der Knickgefährdung druckbeanspruchter Fachwerkstäbe stellt nur den wesentlichen Auszug des in der SFEM Umgebung umgesetzten Algorithmus dar. Für weitere Regelungen wird auf die Angaben der DIN EN 1993-3-1, insbesondere den Anhang G und H [11], verwiesen.

7.7 Berechnungen Computation

Für die Gewährleistung der Standfestigkeit sind Festigkeitsnachweise und Stabilitätsnachweise erforderlich. Die für die entsprechenden Nachweisformen benötigten Schnittkräfte bzw. Spannungen (innere Kraftgrößen) werden auf Basis des Verformungszustandes (äußere und innere Weggrößen) und des Materialgesetzes ermittelt. Die Berechnung der Stabschnittkräfte erfolgt nach der Theorie der Finiten-Elemente unter Berücksichtigung von dreidimensionalen Balkenelementen. Die Belastung wird als Lastvektor berücksichtigt und erfolgt in Form von reinen Knotenlasten in den Komponenten F_x , F_y , F_z , M_x , M_y , und M_z . Die Finite-Elemente-Methode ist ein numerisches Verfahren zur Lösung von partiellen Differentialgleichungen. Das untersuchte Tragwerk wird in eine endliche Anzahl von Elementen (hier: Balkenelemente) diskretisiert und unter Berücksichtigung der kinematischen Verträglichkeitsbedingungen zu einer komplexen Gesamtstruktur zusammengefügt.

Die Finite-Elemente-Methode wurde in der SFEM Umgebung implementiert. Auf eine Beschreibung der mathematischen und mechanischen Hintergründe wird in diesem Bericht verzichtet. Vielmehr wird auf weiterführende Literatur verwiesen (z.B. [45 bis 47]). Die Berechnung erfolgt nach linear-elastischer Theorie I. Ordnung. Die Stabelemente sind schubstarre Bernoulli-Balken.

7.8 Turmoptimierung Tower optimization

Der Grundgedanke der Turmoptimierung besteht darin, die Strukturtopologie in diskreten Schritten unter vorgegebenen Randbedingungen zu variieren, in jedem Schritt die Belastungen zu generieren, die Nachweise zu führen und die Zielgröße (z.B. Kosten oder Gewicht) zu ermitteln. Unter allen untersuchten Topologien kann dann die diejenige Struktur herausgefiltert werden, welche dem Optimalitätskriterium entspricht. Bei der Optimierung wird grundsätzlich zwischen geometrischer und materialbezogener Topologieoptimierung unterschieden. Die geometrische Optimierung bezieht sich auf die Bestimmung der optimalen Anordnung von Knotenkoordinaten. Die materialbezogene Optimierung geht von einer fixen Geometrie aus. Jedem Stabelement werden unterschiedliche Steifigkeiten entsprechend der zur

Umsetzung der optimierten Dimensionierung Implementation of the optimized design

Verfügung stehenden Profile zugeordnet. Als Ergebnis erhält man die Querschnittseigenschaften, welche für die eine vorgegebene geometrische Anordnung am ehestem dem Optimierungsziel entspricht.

Nachstehende Abbildung schematisiert den umgesetzten Optimierungsalgorithmus für die Fachwerktürme.

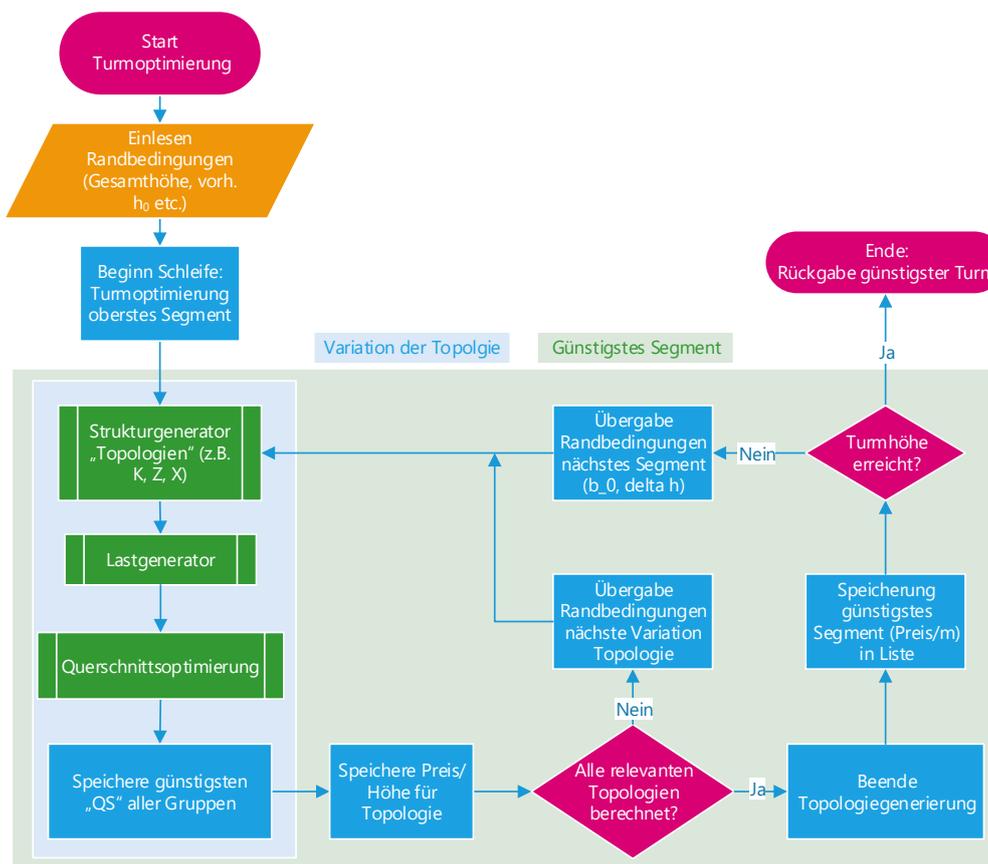


Abbildung 7-12 Ablaufschema des Optimierungsalgorithmus

Figure 7-12: Flow char of the optimization algorithm

Zu Beginn der Routine werden die Randbedingungen wie Turmhöhe, Breite am Turmkopf, die zur Verfügung stehenden Profile (nach Art- und Abstufung) sowie mögliche Zahl der Turmspreizungen definiert. Außerdem muss der zur Verfügung stehende Raum für den Turm und für die einzelnen Fachwerkelemente (z.B. minimale und maximale Breiten) sowie die Anzahl der Diskretisierungsschritte vorab festgelegt werden. Die Turmoptimierung beginnt am Turmkopf und endet am Turmfundament. Auf Basis der Randbedingungen werden eine Vielzahl geometrischer Strukturen für die K-, X- und Z-Fachwerke erzeugt. Da die Völligkeitsbeiwerte (also die Flächenanteile der Struktur) einen Einfluss auf die Windbelastungen haben, muss für jede Strukturänderung die Windbelastung aktualisiert werden. Für jede Struktur werden die Querschnitte optimiert („materialbezogene Optimierung“). Da der Aufbau des Turmes Segmentweise erfolgt, wird für alle generierten Topologien das Optimierungsniveau je Höhe des jeweiligen Segments ermittelt. Nach Durchlauf des Algorithmus besteht der

Fachwerkturn ausschließlich aus Elementen mit dem jeweils günstigsten Optimierungsniveau.

Der zeitliche Rechenaufwand der Routine hängt von den definierten Randbedingungen, insbesondere von der Anzahl der zu untersuchenden Querschnittsgeometrien ab. Da es für das einzelne Fachwerkelement zu aufwendig und auch baupraktisch wenig sinnvoll ist, anhand aller zur Verfügung stehenden Querschnitt individuell optimiert zu werden, wird die materialbezogene Optimierung so programmiert, dass die Anzahl an möglichen Fluktuationen verringert wird (siehe nachstehende Abbildung). Dabei wird Stabgruppenweise vorgegangen.

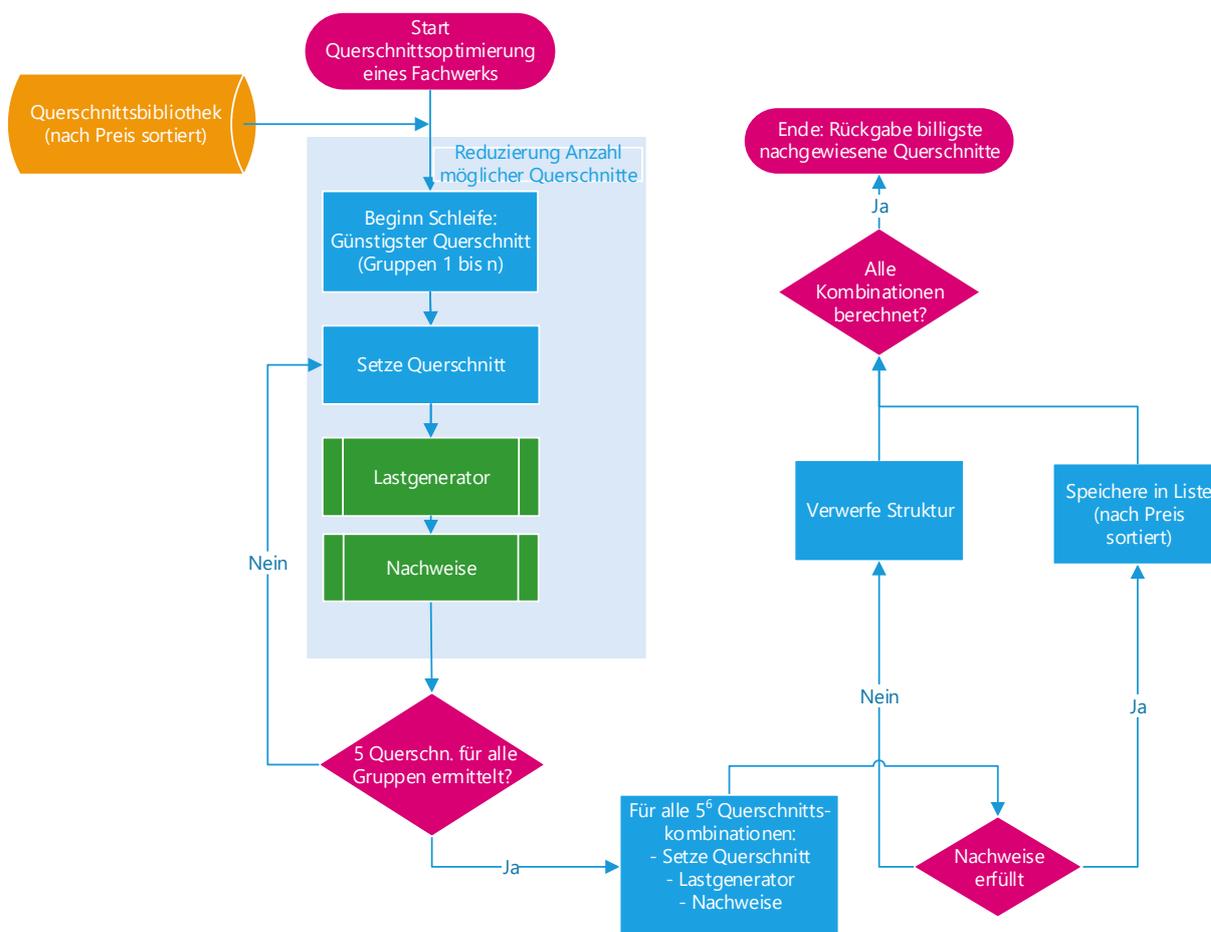


Abbildung 7-13 Ablaufschema der Querschnittsoptimierung

Figure 7-13: Flow char of the cross-section optimization

Je Fachwerkelement wird zwischen Stabgruppen *Eckstiel*, *Horizontale*, *X-Ausfachung*, *primäre* und *sekundäre Füllstäbe* unterschieden. Jede Stabgruppe erhält genau einen Querschnitt, d.h. unterschiedliche Profile z.B. für den Eckstiel werden in einem Fachwerkelement nicht erlaubt. Dies ist aus baupraktischer Sicht absolut sinnvoll und reduziert zugleich die Anzahl an möglichen Kombinationen die untersucht werden müssen. Aus der sortierten Liste an möglichen Profilen werden je Stabgruppe die fünf günstigsten Querschnitte ermittelt, bei denen die Nachweise erfüllt sind. Hier erfolgt die Variation zunächst ausschließlich Stabgruppenweise. Anschließend wird die

Berechnung des gesamten Fachwerksegments durchgeführt, jedoch für die reduzierte Anzahl an möglichen Stäben. Die Reduktion der möglichen Elementliste ist notwendig, da das Eigengewicht und die Windbelastung der Stäbe einen Einfluss auf die Schnittkräfte haben und somit theoretisch alle Kombinationen untersucht werden müssten. Die Reduzierung auf fünf Elemente je Stabgruppe ist ein bei der Entwicklung der Routine gewonnener Erfahrungswert. Mit dieser Anzahl wird immer ein nachweisbares Tragwerk gefunden. Wäre dies nicht der Fall, so müsste die Anzahl erhöht werden, was einen zeitlichen Mehraufwand zur Folge hätte.

In diesem Forschungsbericht wird als Optimierungsziel ausschließlich die Minimierung des Gesamtgewichtes der Struktur gewählt. Generell ist es möglich, die Kosten der Tragstruktur zu ermitteln. Hierzu können je Fachwerkelement und je Detaillierungsgrad pauschale Kostenpauschale angegeben werden. Sinnvoll ist es Fachwerke mit einer größeren Anzahl an Stäben höhere Aufwandswerte zuzuweisen. So kann ein realistischer Zusatzaufwand aufgrund der „Kleinteiligkeit“ und der Herstellung von Anschlüssen berücksichtigt werden. Ebenfalls möglich sind Aufwandswerte an den beiden Stabenden in Abhängigkeit der Knotenbelastungen in diesen Punkt. Bei größerer Knotenbelastungen müssen komplexere Anschlussgeometrien ausgeführt werden, was zu einem erhöhten Kostenaufwand des Turmes führt.

8 Optimierte Gittermasttürme Optimized lattice towers

Kurzfassung

Zur wirtschaftlichen Bemessung von Fachwerk Türmen und zur gezielten Untersuchung unterschiedlicher Einflussfaktoren sind verschiedene Beispiele mit Hilfe der in diesem Forschungsvorhaben entwickelten Optimierungsroutine berechnet worden. Zum einen ist der Einfluss höhere Stahlfestigkeiten für 160 m hohe Gittermasttürme für eine Windenergieanlage berechnet worden. Zum anderen sind für kleinere Türme, bei denen die Belastungen ausschließlich aus deren Eigengewicht und der natürlichen Windbelastung besteht, wie es z.B. für Antennentragwerke der Fall ist, der Einfluss unterschiedlicher Profile, Stahlgüte und Windlastansätze systematisch untersucht worden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in diesem Abschnitt zusammengefasst.

Abstract

For the economic design of truss towers and for the investigation of different influencing factors examples have been calculated with the help of the optimization routine developed in this research project. On the one hand, the influence of higher steel grades for a 160 m high lattice tower for wind turbines has been calculated. On the other hand, for smaller towers where the loads consist of their self-weight and the natural wind velocity, as e.g. for antenna-towers, the influence of different profiles, steel grades and wind load approaches has been systematically investigated. The results of these studies are summarized in this section.

8.1 Windenergieanlage 160 m 160 m wind turbine tower

Zur Erstellung des optimierten Tragwerks müssen neben den geometrischen Eingabeparametern, wie Turmhöhe, Breite am Turmkopf und maximale Spreizung auch die möglichen Querschnittstypen und -abstufungen benannt werden. Für diese Untersuchungen werden für die Eckstiele aus L-Profilen zusammengesetzte, nach außen gerichtete Butterfly Querschnitte verwendet. Die primären und sekundären Füllstäbe werden zu einem T-Profil zusammengesetzt. Kombiniert sind die Lastannahmen aus Anlagenbetrieb am Turmkopf gemäß Abschnitt 4 mit den Windbelastungen auf die Fachwerke nach DIN EN 1991-1-4 und dem Eigengewicht der Profile und der Anlage. Die Turmbreite am obersten Punkt des Fachwerks beträgt 2,5 m. Die maximal zulässige Turmspreizung ergibt sich aus der prognostizierten Blattdurchbiegung. Bei einem Abstand der Blattspitze zur Turmmitte ohne Verformung von 14 m, einer maximalen Blattdurchbiegung im Betrieb von 2,8 m und einem nach

Optimierte Gittermasttürme Optimized lattice towers

eigenem Ermessen angesetzten Sicherheitsfaktor für extreme Zustände von 2,0 ergibt sich ein zu berücksichtigender Mindestabstand von 8,4 bezogen auf die Turmmitte.

Abbildung 8-1 zeigt den mit den beschriebenen Randbedingungen optimierten Fachwerkurm unter Verwendung der Stahlsorte S355. Die Ergebnisse der Untersuchung mit identischen Eingabeparametern, jedoch höherfestem Stahl S460, ist in Abbildung 8-2 abgebildet. Die Stabilitätsnachweise für Biegenknicken erfolgen nach DIN EN 1993-3-1.

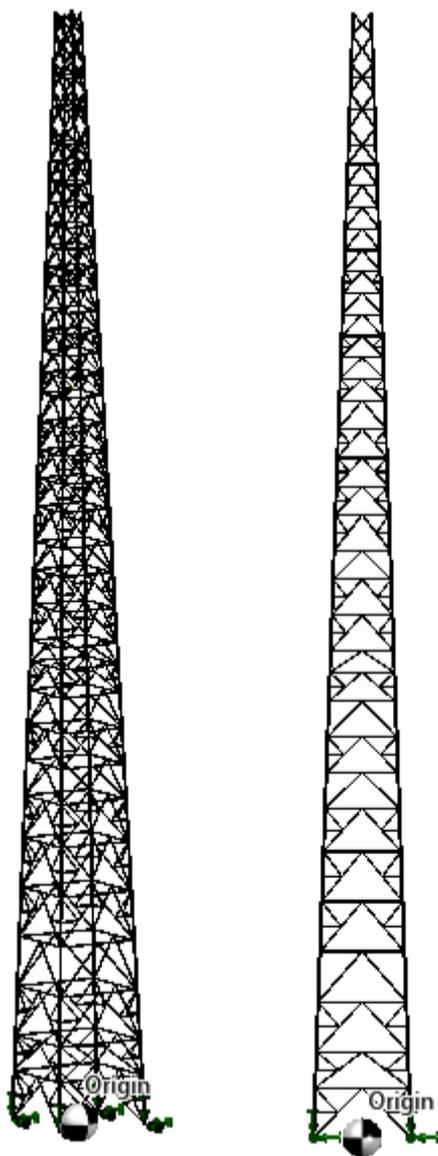


Abbildung 8-1 Optimierter Fachwerkurm einer 160 m hohen Windenergieanlage, Stahlsorte S355, Winkelprofile und zusammengesetzte Winkelprofile, links: 3D-Ansicht, rechts: 2D-Ansicht

Figure 8-1: Optimized truss tower of a 160 m high truss tower, Steel grade S355, L-Profiles and built-up profiles, left: 3D-View, right: 2D-View

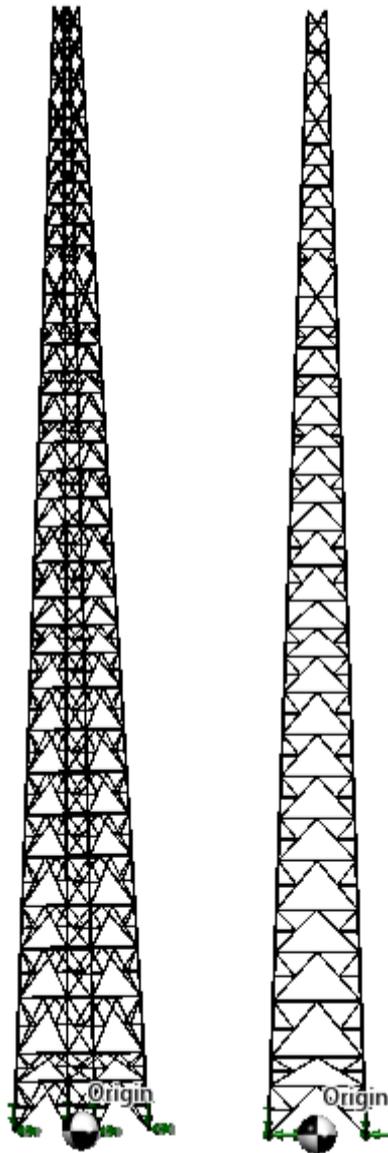


Abbildung 8-2: Optimierter Fachwerkturm einer 160 m hohen Windenergieanlage, Stahlsorte S460, Winkelprofile und zusammengesetzte Winkelprofile, links: 3D-Ansicht, rechts: 2D-Ansicht

Figure 8-2: Optimized truss tower of a 160 m high truss tower, Steel grade S460, L-Profiles and built-up profiles, left: 3D-View, right: 2D-View

Die Optimierungsroutine wurde so eingestellt, dass das Optimierungsniveau ausschließlich mit Blick auf das Eigengewicht der Struktur definiert wurde. Die Berücksichtigung unterschiedlich komplexer Anschlüsse und deren Kleinteiligkeit (z.B. hohe Anzahl von Stäben) ist in der entwickelten SFEM Umgebung grundsätzlich möglich. Der besseren Vergleichbarkeit wegen ist auf die pauschale Kostenbeaufschlagung verzichtet worden.

Mit den verwendeten Randbedingungen ergeben sich bei Verwendung der Stahlsorte S355 für die Eckstiele ein Querschnitt von maximal L 300 mm x 300 mm x 30 mm (als Butterfly zusammengesetzt) und für die Hauptdiagonalen ein Querschnitt von maximal 180 mm x 180 mm x 6 mm (zusammengesetzt zu einem T-Profil). Für die Stahlsorte S460 ergeben sich für die Hauptdiagonalen ähnliche Querschnitte. Jedoch können für den Eckstiel kleinere Querschnittsabmessungen verwendet werden. In diesem

Beispiel ergeben sich Profile von maximal L 250 x 250 x 26 (als Butterfly zusammengesetzt). Der Übersicht wegen wird auf eine vollständige Auflistung aller ermittelten Profile verzichtet.

Die Gesamtgewichte der automatisch erzeugten Tragwerke sind in nachstehender Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 8-1: Gesamtgewicht aller Stäbe der optimierten 160 m Windenergieanlage

Table 8-1: Total weight of beams of the 160 m optimized wind turbine

Stahlsorte	Gesamtgewicht [t]
S355	325
S460	294

Die Ergebnisse der Optimierungsroutine erscheinen plausibel. Das Gesamtgewicht bei Verwendung von S355 beträgt 325 Tonnen. In Laasow wurde eine 160 m hohe Windenergieanlage, ebenfalls durch einen Gittermastturm jedoch mit etwas geringerer Leistung (2,5 MW) realisiert. Das Gesamtgewicht dieses Turmes beträgt 350 Tonnen [48]. Der Vergleich der Massen zeigt, dass die Optimierungsroutine und die verwendeten Randbedingungen sowie die Lastannahmen zu realistischen Ergebnissen führt. Es zeigt außerdem, dass durch die Verwendung einer Optimierung noch Potential in der zu verwenden Stahlmasse ist.

Bei Verwendung von höher festem Stahl (S460) ist eine Ersparnis von ca. 10 % der Stahlmasse im Vergleich zu normalfestem Stahl möglich. Dies ist im Wesentlichen durch die geringeren Querschnittsabmessungen der Eckstiele begründet.

Es ist grundsätzlich anzumerken, dass das Verhältnis von Gesamtgewicht des Tragwerks zu den hohen Einwirkungen, die der Turm in das Fundament sicher übertragen muss, vermutlich nur bei dieser Bauart so günstig ist.

8.2 Windenergieanlage 100 m 100 m wind turbine tower

In diesem Beispiel soll zum einen der Einfluss der Stahlsorte und zum anderen die Wahl der Querschnitte untersucht werden. Hierzu wird ein Turm aus L-Profilen als auch ein Fachwerkurm aus Hohlprofilen mit zylindrischen Querschnitten optimiert. Die geometrischen Randbedingungen, der maximale Blattabstand sowie die Lastannahmen entsprechen denen der 160 m Windenergieanlage aus Abschnitt 8.1. Im Gegensatz zum vorherigen Abschnitt erfolgen die Nachweise für Biegeknicken nach DIN EN 1993-1-1. Abbildung 8-4 vergleicht die Ergebnisse der Untersuchungen miteinander.

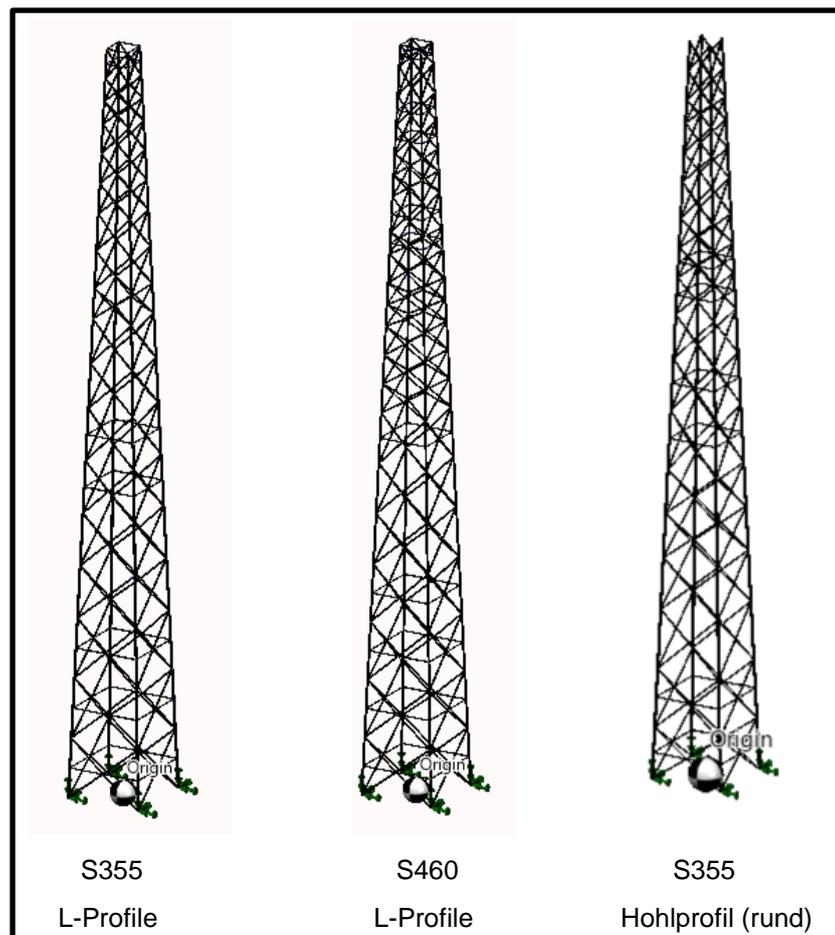


Abbildung 8-3 Optimierter Fachwerkturm einer 100 m hohen Windenergieanlage, links: S355, Winkelprofile; Mitte: S460, Winkelprofile; Rechts: S355, kreisrunde Hohlprofile

Figure 8-3: Optimized truss tower of a 100 m high truss tower, left: S355, L-Profiles, Middle: S460, L-Profiles, Right: S355, circular hollow section

Die Optimierungsroutine wurde so eingestellt, dass das Optimalitätskriterium ausschließlich das Eigengewicht der Träger berücksichtigt (vgl. Abschnitt 8.1). Die Gesamtgewichte der automatisch erzeugten Tragwerke sind in nachstehender Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 8-2: Gesamtgewicht aller Stäbe der optimierten 100 m Windenergieanlage

Table 8-2: Total weight of beams of the 100 m optimized wind turbine

Stahlsorte	Gesamtgewicht [t]
S355	158 (L-Profil)
S460	139 (L-Profil)
S355	122 (Hohlprofil)

Auch bei einer Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1 ergibt sich eine Massenreduktion von ca. 10 % bei Verwendung von höherfestem Stahl S460 im Vergleich zu normalfestem Stahl S355. Wird der Fachwerkturm aus Hohlprofilen hergestellt, so ergibt sich eine weitere Reduzierung des Gesamtgewichts und damit der

notwendigen Stahlmenge. Es ist jedoch anzumerken, dass bei dieser Bauweise die Aufwandswerte zur Herstellung der Anschlüsse nicht direkt zu vergleichen sind mit den Anschlüssen bei Verwendung von Winkelprofilen.

8.3 Gittermastturm 30 m 30 m lattice tower

Unabhängig von Windenergieanlagen soll in diesem Beispiel der Einfluss unterschiedlicher Stahlsorten und unterschiedlicher Querschnitte für Fachwerk türme untersucht werden, die ausschließlich durch Wind und Eigengewicht belastet werden, wie es z.B. bei Antennenträgern der Fall ist. Es wird ein 30 m hoher Turm mit einer Breite am Turmkopf von 3 m gewählt. Die Windlast nach DIN EN 1991-1-4 wird mit dem Eigengewicht der Stäbe kombiniert.

Abbildung 8-4 zeigt die Ergebnisse der Optimierungsroutine differenziert zwischen Türmen aus reinen L-Profilen und Türmen aus kreisrunden Hohlprofilen jeweils für die Stahlsorte S355 und S460.

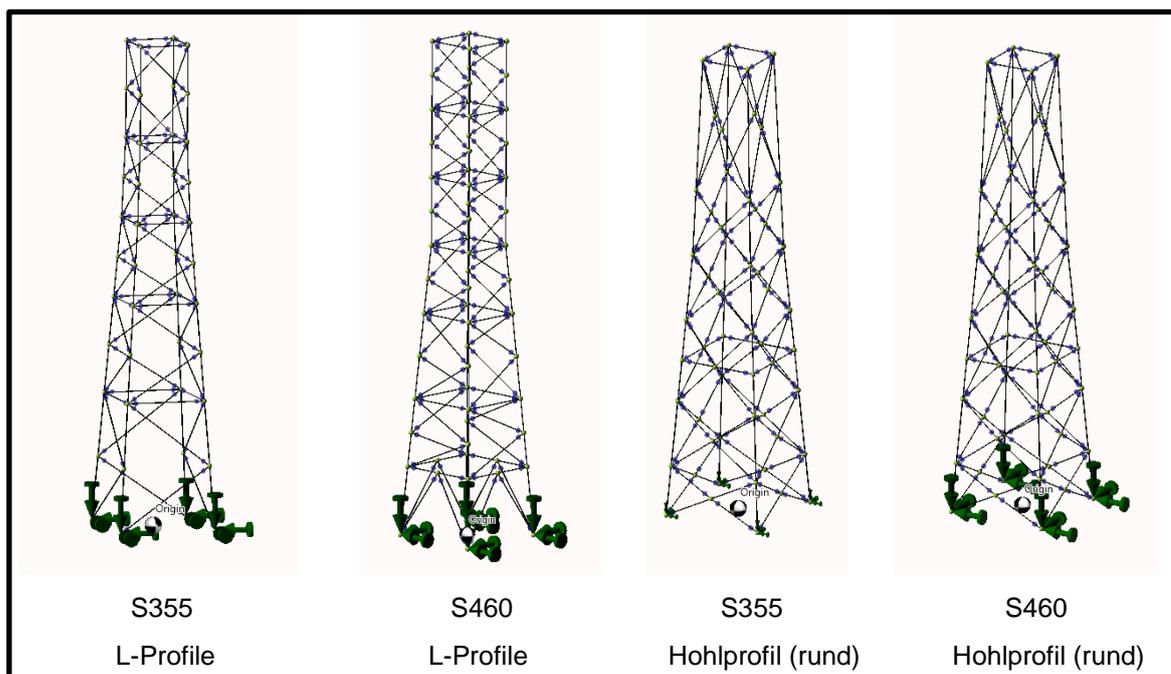


Abbildung 8-4 Optimierter Fachwerkurm einer 100 m hohen Windenergieanlage, links: S355, Winkelprofil; Mitte: S460, Winkelprofil; Rechts: S355, kreisrunde Hohlprofile

Figure 8-4: Optimized truss tower of a 100 m high truss tower, left: S355, L-Profiles, Middle: S460, L-Profiles, Right: S355, circular hollow section

Die Topologie der Türme aus runden Hohlprofilen sind nahezu identisch. Bei Verwendung von Winkelprofilen sind teilweise andere Fachwerktypen, jedoch mit geringeren Querschnittsabmessungen berechnet worden. Die Gesamtgewichte der untersuchten Türme sind in nachstehender Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 8-3: Gesamtgewicht aller Stäbe des optimierten 30 m Fachwerkturm

Table 8-3: Total weight of beams of the 30 m optimized truss tower

Stahlsorte	Gesamtgewicht [t]
S355	8,3 (L-Profile)
S460	8,4 (L-Profile)
S355	5,7 (Hohlprofile)
S460	5,7 (Hohlprofile)

Der Vergleich der Türme mit identischen Querschnittstypen zeigt, dass die Gesamtgewichte in etwa gleich groß sind. Dies ist dadurch begründet, dass bei derart geringen Belastungen und geringen Turmhöhen höherfeste Eckstiele ihr Potential bei normativer Nachweisführung nicht ausschöpfen können. Bei Verwendung von Hohlprofilen wird der Turm insgesamt leichter.

8.4 Fachwerkturm 40 m 40 m truss tower

In diesem Beispiel werden die Auswirkungen unterschiedlicher Windlastansätze auf 40 m hohe Fachwerktürme untersucht, die nur die Windbelastungen und das Eigengewicht abtragen müssen, wie es z.B. bei Antennenträgern der Fall ist. Hierzu sind drei Fachwerktürme mit einer Breite am obersten Fachwerksegment von 3 m optimiert worden. Beim ersten Turm ist die Windbelastung mit einer über alle Anströmrichtungen konstanten Basiswindgeschwindigkeit von 25 m/s und den Kraftbeiwerten nach der gültigen Windlastnorm DIN EN 1991-1-4 untersucht worden. Beim zweiten Turm ist der Referenzstaudruck um 5 % abgemindert worden, was einem denkbaren Abminderungspotential entspricht, wenn man lokale Wetterdaten verwendet statt der Basiswindgeschwindigkeit nach DIN EN 1991-1-4. Die Windlastannahmen für den dritten Fachwerkturm beruhen auf einer richtungsabhängig angenommenen Verteilung der Windgeschwindigkeiten, wie sie an einer Wetterstation in München gemessen worden sind. Zusätzlich wurden hier auch richtungsabhängige Kraftbeiwerte angesetzt, wie sie im Rahmen dieses Forschungsvorhabens im Windkanal ermittelt worden sind. Abbildung 8-5 zeigt die verwendeten, richtungsbezogenen Basiswindgeschwindigkeiten $v_{b,0}$, gemessen am Flughafen in München und Abbildung 8-6 zeigt das Ergebnis der Optimierungsroutine für die drei untersuchten Türme.

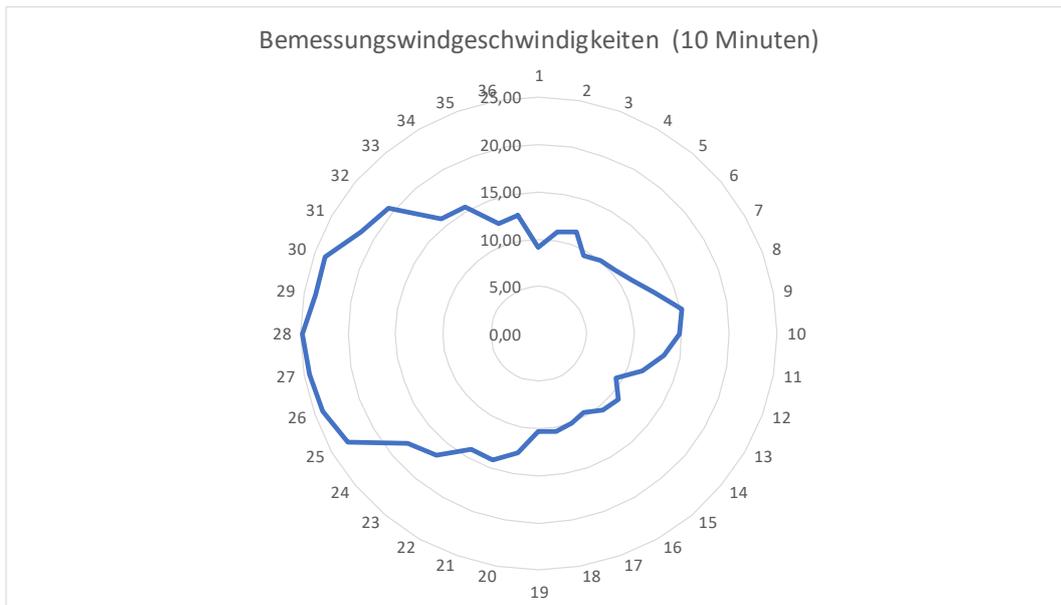


Abbildung 8-5 Basiswindgeschwindigkeiten der Messtation am Münchener Flughafen
 Figure 8-5: Design wind speed measured at the airport in munich

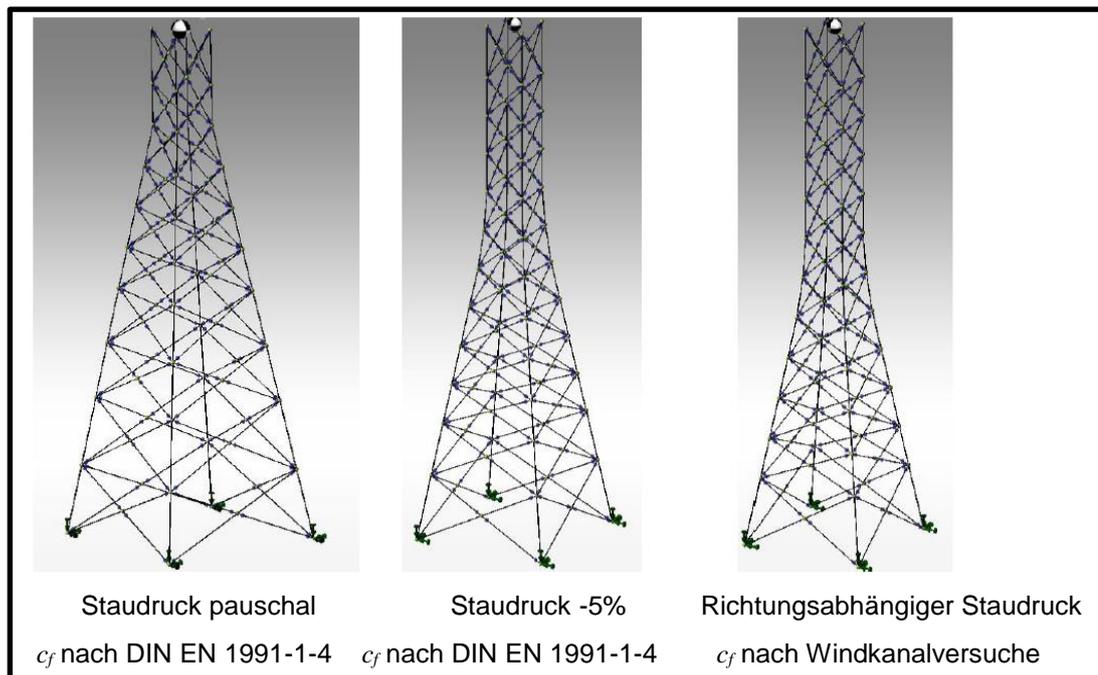


Abbildung 8-6 Optimierter Fachwerkurm für unterschiedliche Windlastansätze

Figure 8-6: Optimized truss tower for different wind load approaches

Es ist eindeutig zu erkennen, dass die Spreizung des Turmes bei geringeren Windlastansätzen tiefer beginnt. Bezogen auf den ersten Turm sind die Gesamtgewichtsverhältnisse $M = 100 \% / 82 \% / 68 \%$. Bei realistischen Lastansätzen, d.h. richtungstreuen Bemessungswindgeschwindigkeiten und den richtungstreuen Kraftbeiwerten ist im vorliegenden Fall eine deutliche Reduktion der Gesamtmasse um ca. 30 % möglich. Diese verhältnismäßige starke Reduktion ist u.a. damit zu erklären,

dass beim optimierten Fachwerkturm mit den üblichen Belastungsannahmen nach DIN EN 1991-1-4 die Stäbe sehr stark ausgenutzt sind, so dass durch eine realistischere Bewertung der Belastung auch geringere Profiltypen und eine geringere Turmspreizung möglich ist.

8.5 Fazit

Conclusion

Mit der implementierten Optimierungsroutine können hohe Fachwerktürme für Windenergieanlagen, welche die geforderten Nachweise der betrachteten Lastfallkombination erfüllen, automatisiert erzeugt werden. Der Vergleich der Gesamtmassen von dem generierten 160 m hohen Turm mit dem tatsächlichen ausgeführten Turm in Laasow zeigt, dass durch die systematische Optimierung von Fachwerken grundsätzlich Einsparpotential hinsichtlich der benötigten Stahlmenge vorhanden ist. Es hat sich herausgestellt, dass sich der Einsatz von höherfestem Stahl S460 für hohe Türme einer Windenergieanlage positiv auf die benötigte Stahlmenge auswirkt. Dies ist vor allem auf die geringeren Querschnittsabmessungen der Eckstiele zurückzuführen. Bei kleineren Fachwerktürmen, die ausschließlich ihr Eigengewicht und die Windlasten abtragen müssen, ist dieser Effekt nicht vorhanden. Der Bonus der Stahlfestigkeit führt in den untersuchten Beispielen nicht zu einer signifikanten Reduzierung der benötigten Stahlmenge. Ist als einziges Optimierungsziel die Reduktion des Gesamtgewichts der Tragstruktur gefordert, so ist der Einsatz von kreisrunden Hohlprofilen zu bevorzugen. Dabei ist natürlich zu bemerken, dass die Ausbildung der Anschlüsse komplexer ausfällt.

Die untersuchten Beispiele zeigen, dass das Ansatz realistischer Windlasten, d.h. richtungsbezogener Staudrücke und Kraftbeiwerte, zu einer signifikanten Reduktion der notwendigen Stahlmenge führen kann. Dies wird, in Anbetracht der erarbeiteten Quantifizierung dieser Aussage, als bedeutender Erkenntnisgewinn der Studie angesehen.

9 Probabilistische Bemessung Probabilistic Design

Im Bauwesen wird üblicherweise ein semi-probabilistisches Sicherheitskonzept verwendet, bei dem die statistische Absicherung des Versagensfalles separat auf Einwirkungs- und Widerstandsseite vorgenommen wird. Diese Vorgehensweise basiert auf einigen getroffenen Vereinfachungen und erlaubt es für üblich Konstruktionen des Hochbaus mit vergleichsweise geringem statistischem Aufwand eine sichere Bemessung durchzuführen. Da die Sicherheitsnorm aber eigentlich eine Nicht-Überschreitenswahrscheinlichkeit des Systemversagens vorgibt, ist es genauer, ebendiese gezielt anzuvisieren. Dazu sind vollständig probabilistische Methoden nötig, die einerseits die formale Trennung von Einwirkung- und Widerstand aufheben und stattdessen mit Grenzzustandsformulierungen arbeiten. Andererseits fließen in diese Methodik dann auch genauere statistische Informationen ein.

In the field of structural engineering the semi-probabilistic safety concept is used which basically describes the statistical formulation of the structural failure separately for the load and the resistance part. The methodology is based on some simplifications which allow for common structures a reliable structural design with low statistical effort. As the safety standards originally demand a certain probability of non-exceedance of failure, it is more exact to aim this criterium. Therefore, full probabilistic methods are needed which set aside the separation of load and resistance and make use of limit states instead. Furthermore, for this methodology more exact statistical information are used.

9.1 Einleitung Introduction

Bauordnungsrechtlich kann eine probabilistische Bemessung mit Zustimmung des Bauherrn und der zuständigen Behörde erfolgen. Dies ist in Eurocode 0 [43] explizit geregelt, entsprechende Verfahrenshinweise werden in dieser Norm benannt. Dennoch werden heutzutage nur in wenigen Ausnahmefällen diese komplexeren Verfahren angewendet, was vor allem mit der notwendigen Beschreibung der statistischen Verteilungsgrößen für die beteiligten Variablen zu begründen ist. In Abschnitt 5 dieses Berichtes wurde bereits sehr detailliert auf die Einwirkungsseite (Windbelastung) eingegangen. Für diese lässt sich auch eine recht realistische Abschätzung der statistischen Verteilungen durchführen. Dabei können die Auftretenshäufigkeiten von Windgeschwindigkeiten und -richtungen, zugehörige Kraftbeiwerte, Kombinationen mit anderen Lastfällen etc. sehr gut begründet in die statistische Betrachtung einfließen. Natürlich erfordert eine solche Vorgehensweise die Kennwerte eines konkreten Bauwerkes, die Betrachtungen lassen sich schwerlich verallgemeinern. Aber auch die Widerstandsseite muss entsprechend statistisch abgebildet werden. Dies ist mit Blick auf die Modellierung der Grenzzustände weniger

ein Problem, hierfür gibt es überwiegend sehr genaue stahlbauliche Bemessungsmodelle. Mit Blick auf die Materialparameter ist diese Vorgehensweise aber nicht so einfach. Bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken muss berücksichtigt werden, welche statistischen Kenngrößen auf der Materialseite angesetzt werden können.

Schließlich basiert das Sicherheitskonzept der gültigen Normenreihen auf einer Begrenzung der Versagenswahrscheinlichkeit. Zu ihrer Berechnung müssen die Unsicherheiten auf allen Ebenen der Strukturberechnung, d.h. auf Ebene der Lasten, des Lastabtrages und des Widerstandes miteinander überlagert werden. Für die übliche Baupraxis ist diese Vorgehensweise allerdings aus mehreren Gründen nicht praktikabel:

1. In der Regel fehlen statistische Informationen
2. Der erhöhte Berechnungsaufwand wird vielfach nicht durch ausreichende Materialersparnis gerechtfertigt
3. Die Überprüfbarkeit der statischen Berechnung wird erschwert

Aus diesem Grund hat sich ein semi-probabilistisches Konzept in der Praxis bewährt, dass zwar dem grundsätzlichen Gedanken des Sicherheitskonzeptes Rechnung trägt, bei dem aber durch die Einführung von Teilsicherheitsbeiwerten eine Vereinfachung der statistischen Wechselwirkung zwischen Einwirkung und Widerstand vorgenommen wurde.

Die vorgenannten Schwierigkeiten führen in der Baupraxis dazu, dass die Anwendung des vollständig probabilistischen Ansatzes in der Regel nur zur Nachrechnung von Bestandsbauwerken angewendet wird, zum Beispiel, wenn bei Bauwerken trotz erhöhter Belastungen eine Weiternutzung angestrebt wird. In diesem Abschnitt geht es um die grundsätzliche Vorgehensweise, die eine vollständig probabilistische Nachweisführung erfordert.

Mit Blick auf den hier untersuchten Tragwerkstypus, dem Gittermast, soll gezeigt werden, wie die vollständig probabilistische Nachweise dann sinnvoll eingesetzt werden kann, wenn eine weitgehende Automatisierung der Nachweisführung durchgeführt werden kann. Dies macht gerade bei komplexen Strukturen wie Gittermasten Sinn, da aufgrund der zahlreichen Tragwerkselemente eine Strukturoptimierung auf händischer Basis ohnehin sehr schwierig ist. Es soll deshalb ein Ansatz für eine automatische Strukturoptimierung skizziert werden. Die notwendigen Bemessungskriterien orientieren sich dabei an den Grundsätzen der vollständig probabilistischen Nachweisführung. Inwiefern eine vollständig-probabilistische Berechnung in der Planungsphase mit ausreichend gesicherten statistischen Kenngrößen durchgeführt werden kann, wird an dieser Stelle bewusst ausgeklammert.

Zunächst wird im folgenden Abschnitt auf die Besonderheiten der Strukturnachweise von Gittermasten eingegangen. Hierzu werden die entsprechenden Grenzzustände benannt und die Besonderheiten von schwingungsanfälligen Systemen skizziert.

Anschließend wird genauer beschrieben, mit welchen numerischen Methoden im konkreten gearbeitet wurde.

9.2 Grenzzustände von Gittermaststrukturen Limit states of lattice towers

Im Folgenden sollen die Grenzzustände zur Beschreibung der Tragsicherheit beschrieben werden. Unterschieden wird dabei zwischen Grenzzuständen, die einmalig im Bemessungszeitraum auftretenden (Extremzustände) und solchen, die langzeitige ermüdungsrelevante Zustände beschreiben.

Prinzipiell wird ein Grenzzustand G als Differenz von Widerstand R und Einwirkung S ausgedrückt: $G = R - S$ [49]. Die Forderung nach ausreichender Sicherheit wird entsprechend wie folgt formuliert:

$$G(a_0, X_1, X_2, \dots, X_n) \geq 0 \quad (9-1)$$

Dabei sind die Variablen X_i die zu berücksichtigenden Zufallsgrößen. Die probabilistische Verfahrensweise lässt sich anschaulich verdeutlichen, wenn man sich die Sicherheitsmarge $M = R - S$ anschaut, die letztlich nicht anderes ist, als der Grenzzustand. In Abbildung 9-1 sind die streuenden Größen R und S , sowie die zugehörige Verteilung der Sicherheitsmarge M graphisch dargestellt.

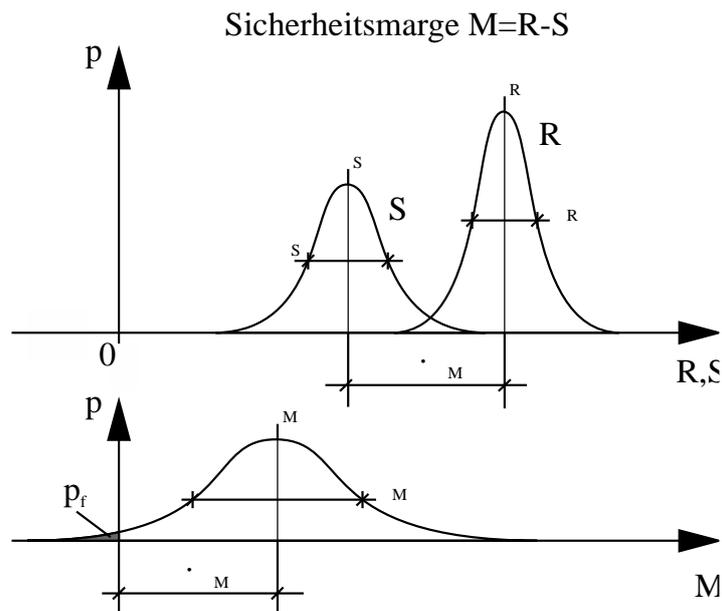


Abbildung 9-1 Darstellung der normalverteilten Größen für Widerstand R und Einwirkung S , sowie die zugehörige Sicherheitsmarge M [49]

Figure 9-1: Representation of the normally distributed variables for resistance R and safety margin M [49]

Auch zwei weitere für die probabilistische Betrachtung wesentliche Größen sind in dieser Darstellung erkennbar: der Zuverlässigkeitsindex β , der das Verhältnis aus Mittelwert zu Standardabweichung der Sicherheitsmarge beschreibt, sowie die Versagenswahrscheinlichkeit p_f , die die Wahrscheinlichkeit beschreibt, dass $M < 0$ gilt (und damit Versagen eintritt).

9.2.1 Grenzzustände Limit states

Tragfähigkeit

Die extreme Beanspruchbarkeit einer Gittermaststruktur wird auf Querschnitts-, Anschluss- und Stabebene formuliert. Dabei geht es zum einen um die Tragfähigkeit des zur Verfügung stehenden Querschnittes bzw. Anschlusses für die aus den äußeren Lasten hervorgerufenen extremen Schnittkraftsituationen. Zum anderen muss die Bauteiltragfähigkeit der Stabelemente unter Berücksichtigung des Stabilitätsverhaltens betrachtet werden.

Alle Nachweisrelevanten Materialgrößen müssen mit ihrer statistischen Verteilung vorliegen. Heutzutage sind diese Kennwerte den Herstellern durch die laufende Produktionskontrolle überwiegend bekannt. Bei älteren Tragwerke kommt um Materialprüfungen (in der Regel nicht-zerstörungsfrei) oder sehr konservative Annahmen nicht herum.

Ermüdungsfestigkeit

Zur Bewertung der langzeitigen Tragfähigkeit muss die Häufigkeit von Spannungsschwingspielen an den maßgebenden Konstruktionsdetails ermittelt werden. Hierzu wird das detaillierte Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Beanspruchungskollektive nach [14] empfohlen. In Kombination mit der Stärkewindrose am Standort kann eine sehr genaue Prognose der Strukturbeanspruchungen im untersuchten Tragwerksdetail erfolgen.

Die Widerstandsseite entspricht der Wöhlerkurve des Tragwerksdetails. Diese sollte ebenfalls mit ihrer statistischen Verteilung bekannt sein, was in der Regel nicht der Fall ist. Aus diesem Grund wird auch hier eine sinnvolle Annahme zu treffen sein.

9.3 Vollständig probabilistische Nachweisführung Full probabilistic verification

Aufgrund der Abhängigkeit des Berechnungsergebnisses von mehreren Zufallsgrößen kommen heutzutage in aller Regel numerische Verfahren, wie die Monte-Carlo Methode zum Einsatz. Dabei werden z zufällige Realisierungen der einzelnen Zufallsereignisse miteinander kombiniert und der Wert der Grenzzustandsfunktion bestimmt.

Die Ergebnisse der Grenzzustandsfunktion werden statistisch ausgewertet, dazu wird die Anzahl der Fälle z_0 gezählt, für die ein rechnerisches Versagen des Tragwerks auftritt ($G \leq 0$). Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f kann dann angenähert werden mit:

$$p_f = P[G(a_0, X_1, X_2, \dots, X_n) < 0] \approx \frac{z_0}{z} \quad (9-2)$$

Zur Beurteilung der Quantität des Simulationsumfanges ist es sinnvoll, den Variationskoeffizienten zu begrenzen. Hierzu kann eine ausreichend große Zahl der Berechnungsläufe verwendet werden um ein tiefgehende Datenbasis zu erzielen. Alternativ kann die Versagenswahrscheinlichkeit p_f auch auf Basis der statistischen Kenngrößen der Grenzzustandsergebnisse geschätzt werden. An dieser Stelle wird

zunächst der Zuverlässigkeitsindex β eingeführt, der sich aus den Grenzzustandsberechnungen wie folgt ergibt:

$$\beta \approx \frac{m_G}{s_G} \quad (9-3)$$

Die Schätzung der Versagenswahrscheinlichkeit wird dann wie folgt vorgenommen:

$$p_f \approx \Phi(u = -\beta) \quad (9-4)$$

Dabei ist Φ die kumulierte Normalverteilungsfunktion.

9.4 Modellierung Model

Einwirkungsseite

Grundsätzlich müssen zu allen Lasteinwirkungen statistische Informationen in Form von Verteilungen und Korrelationen vorliegen. Im Rahmen dieses Aufsatzes wird zunächst lediglich die Windbelastung modelliert. Es wird ein quasi-stationärer Ansatz gewählt, so dass die einwirkenden Windkräfte in Mittelwert und Standardabweichung wie folgt abgebildet werden können:

$$\mu_w = \frac{\rho}{2} \cdot v_m^2 \cdot c_f \cdot A \quad (9-5)$$

$$\sigma_w = \frac{\rho}{2} \cdot 2 \cdot k_p \cdot v_m \cdot \sigma_v \cdot c_f \cdot A \quad (9-6)$$

Die Lastkorrelation ergibt sich über den Kohärenzansatz der Böenspektren.

Tragverhalten

Das Tragverhalten wird linear elastisch und als ideales Fachwerk modelliert. Der Algorithmus zur Berechnung der Strukturantwort basiert auf der direkten Steifigkeitsmethode und ist so flexibel aufgebaut, dass er die Knotenkoordinaten der Struktur eigenständig manipulieren kann. Bei der Berechnung des Systems wird zudem ein Ausfall der Druckdiagonalen berücksichtigt.

Widerstandsseite

Der Strukturwiderstand wird unter Berücksichtigung der maximalen Festigkeit und der Streckgrenze des Werkstoffes Stahl mit einem Variationskoeffizienten berücksichtigt, der idealerweise auf Basis von Werkstoffprüfungen an den betreffenden Bauteilen ermittelt wird. Sofern keine genaueren Werte bekannt sind, werden im Bereich der Freileitungsmasten Variationskoeffizienten in einer Größenordnung von $v_{f,Stahl} = 0,08$ verwendet [50].

9.5 Grenzzustandsfunktionen Limit states functions

9.5.1 Einzelne Tragglieder Single elements

Zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit der Komponenten von Gittermasten werden folgende Versagensmechanismen betrachtet:

1. Festigkeitsversagen des Querschnitts im Anschlussbereich
2. Stabilitätsversagen des Bauteils
3. Ermüdungsversagen

Die entsprechenden Grenzzustandsfunktionen unter Berücksichtigung der Elementnormalkraft N_{El} bzw. der äquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,El}$ lauten [50]:

$$\begin{array}{ll}
 1. \quad G = R - S = f_u \cdot A_{El,Netto} - N_{El} \leq 0 & \text{Zugstab} \\
 2. \quad G = R - S = f_y \cdot \kappa_{El} \cdot A_{El,Eff} - N_{El} \leq 0 & \text{Druckstab} \\
 3. \quad G = R - S = \Delta\sigma_{D,El} - \Delta\sigma_{E,El} \leq 0 & \text{Ermüdung}
 \end{array} \quad (9-7)$$

Dabei ist κ_{El} ein Elementabhängiger Abminderungsfaktor der Streckgrenze aufgrund der Bauteilstabilität. Die Berechnung der äquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,El}$ setzt eine Klassierung der Spannungsschwingspiele nach der Rainflow-Methode voraus.

9.5.2 Systemversagen System failure

Grundsätzlich ist für die Beurteilung der Tragwerkssicherheit nicht allein die Versagenswahrscheinlichkeit $p_{f,i}$ der einzelnen Tragwerkskomponenten von Interesse, sondern die Versagenswahrscheinlichkeit P_f des Gesamtsystems. Bei statisch unbestimmten Tragwerken führt beispielsweise erst das kombinierte Versagen mehrerer Komponenten zum Gesamtversagen. Auf der anderen Seite ist die Interpretation der größten Komponentenversagenswahrscheinlichkeit grundsätzlich nicht konservativ, da die Versagenswahrscheinlichkeit generell mit zunehmender Zahl der Tragwerkskomponenten steigt. Die größte Komponentenversagenswahrscheinlichkeit stellt deshalb nur eine elementare untere Schranke des Systemversagens dar [22]:

$$\check{P}_{f,Elementar} = \text{Max}_{j=1}^k p_{f,i} \quad (9-8)$$

Die elementare obere Schranke berücksichtigt die Anzahl der Tragwerkskomponenten, indem die einzelnen Versagenswahrscheinlichkeiten einfach aufaddiert werden:

$$\hat{P}_{f,Elementar} = \sum_{j=1}^k p_{f,i} \quad (9.9)$$

Diese Schranke ist jedoch bei Tragwerken mit einer großen Anzahl von Komponenten sehr stark auf der sicheren Seite, zumal die Beanspruchungen grundsätzlich vollkorreliert angenommen werden. Durch diesen Umstand ist auch der Abstand zwischen unterer und oberer Schranke erheblich [50].

Bei Gittermaststrukturen müssen die Korrelationen der Beanspruchungen zwischen den einzelnen Tragwerkskomponenten miterfasst werden. Nur so kann eine realistische Einschätzung der Systemversagenswahrscheinlichkeit erfolgen. *Mix* [50] empfiehlt für diesen Zweck die Verwendung von *Ditlevsen*-Schranken. Die obere Schranke wird angegeben mit:

$$\hat{P}_{f,Ditlevsen} \leq \min \left[1; \hat{P}_{f,Elementar} - \sum_{j=2}^k \max_{b < j} \Phi_2(-\beta_j, -\beta_b; \rho_{j,b}) \right] \quad (9.10)$$

Die untere Schranke mit:

$$\check{P}_{f,Ditlevsen} \geq \hat{P}_{f,Elementar} + \sum_{j=2}^k \left[0; p_{f,i} - \sum_{b=2}^{j-1} \Phi_2(-\beta_j, -\beta_b; \rho_{j,b}) \right] \quad (9.11)$$

Dabei ist Φ_2 die Summenfunktion der standardisierten Binominalverteilung. Die Korrelationen $\rho_{j,b}$ der komponentenbezogenen Grenzzustände können numerisch aus der Monte-Carlo Simulation gewonnen werden. Alternativ kann ein vereinfachter Ansatz für die Korrelationsbedingungen einfließen.

9.6 Kompatibilität zum semi-probabilistischen Konzept Compatibility with the semi-probabilistic concept

Ausgehend von den statistischen Parametern der Widerstandsseite R und der Einwirkungsseite S lassen sich auch direkt die statistischen Größen der Sicherheitsmarge $M = R - S$ berechnen (vgl. Abschnitt 9.2):

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (9.12)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (9.13)$$

Der zugehörige Sicherheitsindex β wird bestimmt durch:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (9.14)$$

Zur Bewertung, wie stark sich die Charakteristik von Einwirkungs- und Widerstandsgrößen auf die resultierende Tragwerkssicherheit auswirken, können die entsprechenden Wichtungsfaktoren α_R und α_S bestimmt werden (vgl. auch hierzu):

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (9.15)$$

$$\alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (9.16)$$

Aus den Wichtungsfaktoren leiten sich letztlich auch die benötigten Teilsicherheitsfaktoren ab. Es gilt:

$$\mu_R - \alpha_R \cdot \beta_0 \cdot \sigma_R \geq \mu_S - \alpha_S \cdot \beta_0 \cdot \sigma_S \quad (9.17)$$

DIN EN 1990 [43] legt beispielsweise als gefordertes Sicherheitsniveau β_0 in der Zuverlässigkeitsklasse RC3 (hohe Schadensfolgen) für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren einen Zuverlässigkeitsindex von $\beta_0 = 3,8$ fest.

9.7 Exemplarische Vorgehensweise für eine einfache Turmstruktur Example of a simple tower

Für die optimale Form eines Tragwerkes mag es unterschiedliche Definitionen geben. Aus rein technisch-wirtschaftlicher Sicht es die Form, die die einwirkenden Lasten bei den vorgegebenen Randbedingungen ausreichend sicher, dauerhaft und möglichst kostengünstig abträgt. Es ist also nicht nur theoretisch denkbar, dass ein Tragwerksmodell derart formuliert wird, dass anhand der dargestellten Randbedingungen und Optimierungsziele eine möglichst effiziente Nutzung des vorgesehenen Materials erreicht wird. Sofern ein entsprechender Algorithmus formuliert wird, kann dies völlig automatisch vonstattengehen.

Ein solcher Ansatz macht natürlich gerade bei komplexen Strukturen wie Gittermasten Sinn, da aufgrund der zahlreichen Tragwerkselemente eine Strukturoptimierung auf händischer Basis ohnehin sehr schwierig wäre. In diesem Abschnitt soll deshalb ein Ansatz für eine automatische Strukturoptimierung skizziert werden. Die notwendigen Bemessungskriterien orientieren sich dabei an den Grundsätzen der vollständig probabilistischen Nachweisführung (vgl. Abschnitt 4).

Für die Strukturoptimierung haben in den vergangenen Jahren Verfahren Bedeutung erlangt, die in der Lage sind, Tragwerkssysteme nicht nur deterministisch abzubilden, sondern die Gleichgewichtsformulierung in Abhängigkeit festgelegter Entwurfsvariablen zu formulieren. Dies können im Hinblick auf Gittermasttürme zum Beispiel zentrale geometrische Größen wie maximale Spreizung, Neigung und Höhenabschnitte für Eiffelisierungen (Neigungswechsel) sein. Ferner können auch stochastisch bedingte Schwankungen (Materialstreuung, geometrische Imperfektionen etc.) Teil des Optimierungsproblems werden. Diese Vorgehensweise, bestimmte Größen im Rahmen der Tragwerksberechnung variabel zu halten, wird als stochastische Finite Elemente Methode (SFEM) bezeichnet.

Ergebnisse von exemplarischen Optimierungen (Form, Stahlsorte) und Auswirkung auf Form, Anschlusszahl (und -komplexität) sowie Stahlmenge.

Als Variationsgröße für den Optimierungsprozess wird in einem ersten Schritt die geometrische Position der Knotenkoordinaten variiert. Damit wird vor allem die sog. Spreizung des Turmes an die abzutragenden Lasten angepasst. In späteren Schritten werden sukzessive auch Sektionshöhen, Querschnittswerte, Stahlgüten etc. mit in den Optimierungsprozess einbezogen.

Das Ziel der Optimierung ist derzeit eine möglichst leichte Struktur, deren Standsicherheitsnachweise erfüllt sind. In späteren Schritten sollen auch

Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen in Bezug auf Anschlusssysteme und Materialgütern mit einfließen.

Ein einfacher Gittermastturm mit einer Höhe von $H = 30m$ soll probabilistisch berechnet und hinsichtlich seiner Geometrie optimiert werden. Die Ausgangsgeometrie ist in Abbildung 9-2 dargestellt ($i = 0$). Das Ziel der Optimierung ist das Finden einer idealen Spreizung des Turmes, so dass alle statischen Grenzzustände (Zugversagen und Stabilität) erfüllt sind. Die Höhe der Fachwerksektionen sind fix, ebenso die Querschnittsform der Profile. Als Profile wurden kaltgefertigte Kreisprofile mit den Abmessungen $D_{xt} = 80 \times 6mm$ für die Eckstiele und $D_{xt} = 40 \times 4mm$ für die Diagonalen und Horizontalstäbe gewählt. Die Berechnung erfolgt vereinfacht am zweidimensionalen Tragwerk.

Die Belastung des Turmes wird unter Berücksichtigung von Windzone 3 und Geländekategorie II nach Eurocode 1-4 [51] modelliert. Der Kraftbeiwert wird vereinfachend einheitlich mit $c_f = 2,0$ angesetzt. Die Referenzfläche A_{Ref} wird abhängig von der gewählten Spreizung berechnet, zusätzlich wird eine Lasteinleitungsfläche von $A_{Add} = 2m^2$ je Turmsektion berücksichtigt. Die Lasteinleitung erfolgt im Abstand von $e = 3m$, die Lastkorrelation wird vereinfacht mit $\rho_w = [1; 0,8; 0,6; \dots; 0,6]$ angesetzt, wobei die Last an der Mastspitze als führend betrachtet wird.

Die statistischen Kenngrößen der Schnittkräfte S des j -ten Stabelementes infolge der Lastwirkung an allen i -Lasteinleitungsorten werden wie folgt ermittelt:

$$\mu_{S,j} = \sum_{k=1}^i \mu_{w,k} \cdot \eta_{k,j} \quad (9-18)$$

$$\sigma_{S,j} = \sqrt{\sum_{k=1}^i (\sigma_{w,k} \cdot \eta_{k,j})^2} \quad (9-19)$$

Dabei sind $\eta_{k,j}$ die Einflussfaktoren infolge von fiktiven Einheitslasten an den Lasteinleitungspunkten.

Die Elemente der Korrelationsmatrix $\underline{\rho}_S$ der Strukturkomponenten werden berechnet, indem die Schnittkraftvektoren bei Annahme vollkorrelierter Belastung S_{FC} mit den Schnittkräften S_C unter Berücksichtigung einer korrelierten Belastung in Höhe von ρ_w verglichen werden:

$$\rho_{S_i,j} = S_{C_i} / S_{FC_i} \quad (9-20)$$

Die Berechnung des Systemversagens erfolgt iterativ. Die Ausgangsgeometrie wird sukzessive auf Basis der ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten $p_{f,i}$ der Komponenten und des Gesamtsystems P_f modifiziert.

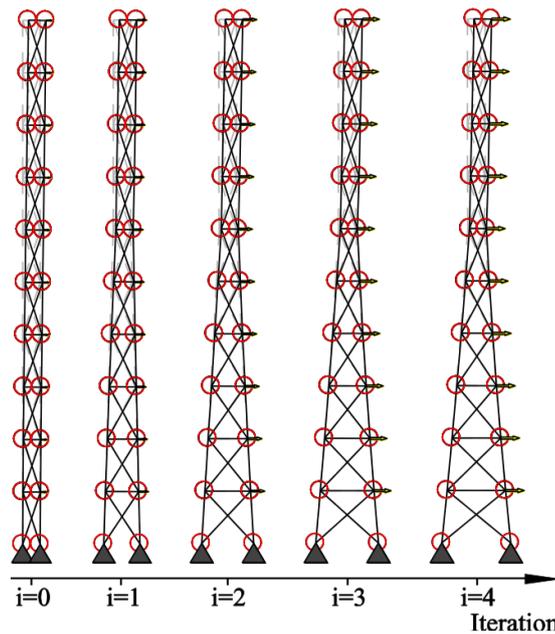


Abbildung 9-2: Entwicklung des automatisch optimierten Fachwerktores (verformte Lage unter Windlasteinwirkung), ausgehend von der Initialgeometrie (i=0) bis zur auskonvergierten Geometrie (i=4)

Figure 9-2: Development of the automatically optimized truss tower, starting from the initial geometry (i=0) to the converged geometry (i=4)

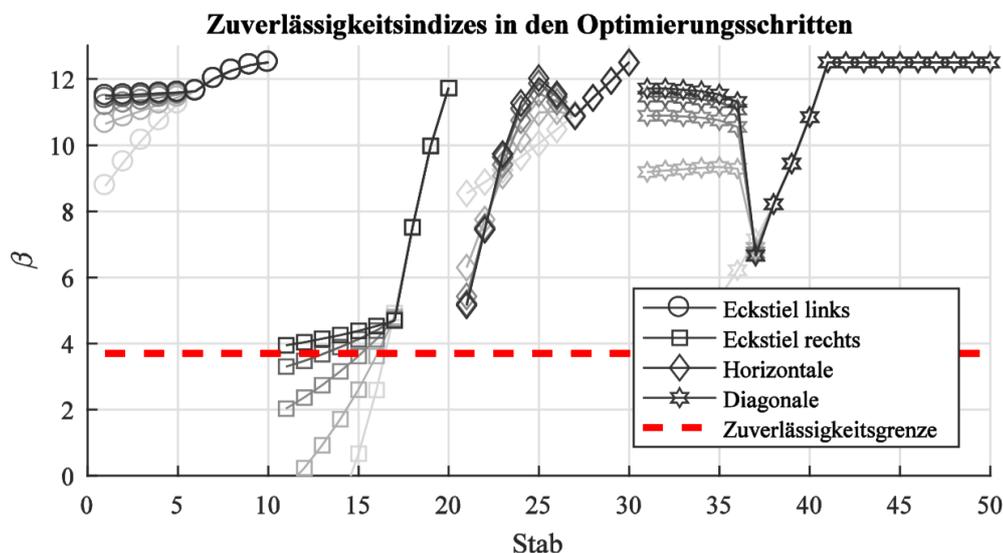


Abbildung 9-3 Entwicklung des Zuverlässigkeitsindex β während der durchgeführten 5 Iterationsschritte (blasse Farben stehen für den Initialzustand, kräftige Farben für den Endzustand)

Figure 9-3: Development of the reliability index β during the 5 iteration steps (pale colors stand for initial state, strong for final)

In Abbildung 9-3 wird gezeigt, wie sich die Zuverlässigkeitsindizes der Einzelbauteile aufgrund der geometrischen Optimierung verändern. Dargestellt sind die β -Werte für die unterschiedlichen Stabgruppen (Eckstiel links/rechts, Horizontalstäbe, Diagonalen), diese sind auch farblich unterschiedlich dargestellt. Mit zunehmender Annäherung an den konvergierten Zustand werden die Farben kräftiger dargestellt. Es

ist erkennbar, dass am Ende der Iteration alle Stäbe das geforderte Zuverlässigkeitsniveau erreicht haben. Ferner ist zu erkennen, dass die Eckstiele links deutlich zuverlässiger sind, als die Eckstiele rechts. Dies liegt an der Lastrichtung, die Eckstiele an der rechten Seite befinden sich auf der Druckseite des Turmes.

Damit auch dreidimensionale Turmstrukturen in ähnlicher Weise optimiert werden können, wurden die Substrukturen eines Gitterturmes kategorisiert. Als Grundtypen wurden die vier dreidimensionalen Basiselemente verwendet, die in Abbildung 9-4 abgebildet sind. Alle tragwerksrelevanten Größen (Geometrie, Querschnitte, Material, Anschlusstypen etc.) wurden parametrisch in einer objektorientierten Programmierumgebung erstellt. Die einzelnen Objekte sind in der Lage automatisch ihre zugehörige FE-Formulierung zu generieren.

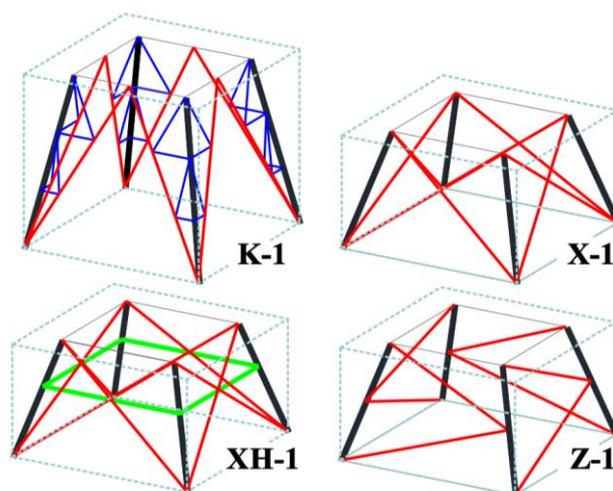


Abbildung 9-4: Unterschiedlich Substrukturen von Gittermasten, die für eine automatische Geometriauslegung als parametrische Objekte erzeugt wurden

Figure 9-4: Different substructures of lattice towers that were created as parametric objects for automatic geometry interpretation

Die Variationsmöglichkeit für die Optimierung sollte nicht allein auf die Variation der Knotenkoordinaten und die Querschnittswahl beschränkt werden. Aus diesem Grund wurden zu jedem Basistypen noch zusätzlich Detaillierungsstufen vorgesehen (vgl. für Abbildung 9-5 das *K*-Fachwerk).

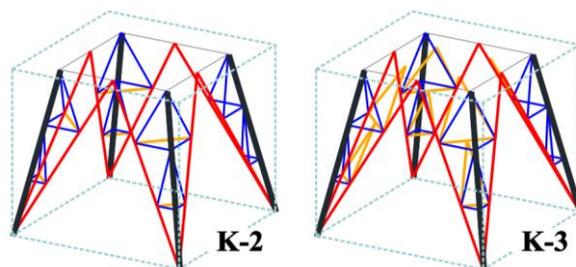


Abbildung 9-5 Unterschiedlich Detaillierungsstufen von Substrukturen von Gittermasten

Figure 9-5: Different levels of detail of substructures of lattice towers

Die Generierung des Gesamttragwerkes vollzieht sich somit ebenfalls automatisch, in dem ein Vektor von Subtypen definiert wird. Auf diese Weise ist es also möglich, das Gesamttragwerk vollständig parametrisch und damit durch einen automatischen Optimierungsansatz zu verändern. Sofern die einfachste Detaillierungsstufe von einem Subtyp sich nicht als optimal herausstellt, kann die Detaillierung ebenfalls automatisch angepasst werden. Ebenso ist ein automatisierter Austausch der Subtypen möglich, so dass beispielsweise ein schwächer ausgesteifter Typ Z in einen Typ X umgewandelt werden kann, dessen Diagonalen kürzere Knicklängen aufweisen.

9.8 Vorgehensweise für komplexe Turmstrukturen Example of a complex tower

Für die Bestimmung der Zuverlässigkeit von Fachwerktürmen ist die Ermittlung der Grenzzustandsfunktionen notwendig, und zwar für:

- Jede nach dem Bemessungskonzept notwendige Lastfallkombination
- Jedes Stabelement
- Jede mögliche Versagensart (hier: Querschnittsnachweise und Stabilität)

In der SFEM Umgebung wird das so genannte Monte-Carlo Verfahren umgesetzt. Die Ungleichungen sind bereits in der Nachweisführung der Optimierungsroutine vorhanden und es ist keine explizite Formulierung der Grenzzustandsfunktion notwendig. Nachteilig an diesem Verfahren ist die hohe Anzahl an benötigten Simulationen und damit der hohe zeitliche Berechnungsaufwand.

Die programmtechnische Umsetzung der Monte-Carlo-Simulation in der SFEM Umgebung erfolgt im Wesentlichen in 5 Arbeitsschritten:

1. Berechnung der Bauteilreaktionen sämtlicher Lastfälle
2. Erzeugung einer Zufallszahl zwischen 0 und 1 und Bestimmung der zugehörigen Realisation entsprechend der zugrundgelegten statistischen Verteilung
3. Ermittlung der Tragwerksreaktionen infolge der zugehörigen Realisation
4. Nachweisführung für jedes Stabelement und jeden Versagensfall
5. Anzahl der Versagensfälle zählen

Für ausreichend statistische abgesicherte Aussagen sind die Punkte 2. bis 5. mindestens $1 \cdot 10^6$ Mal zu wiederholen [49], und zwar für jede notwendige Lastfallkombination. Wesentlicher Bestandteil des Verfahrens ist der Zufallsgenerator. Die Zahlenfolgen werden durch einen deterministischen Computeralgorithmus erzeugt, die bestimmte statistische Anforderungen hinsichtlich ihrer Zufälligkeit erfüllt. Es handelt sich demnach um eine berechenbare Zahlenfolge, die in Wirklichkeit nicht zufällig ist. Durch den hier verwendeten Computeralgorithmus werden daher so genannten *Pseudozufallszahlen* ermittelt, die vom gewählten Startwert abhängig sind. Für die Monte-Carlo-Simulation ist eine stetige Gleichverteilung bzw. Rechteckverteilung der Pseudozufallszahlen notwendig. Zur Überprüfung der

statistischen Verteilung wird eine Simulation mit $10 \cdot 10^6$ erzeugten Zahlen zwischen 0 und 1 durchgeführt und die Häufigkeit der vorkommenden Zahl bei einer Klassenbreite von 0,010 gezählt, woraus sich ein Erwartungswert von 100.000 ergibt. Das Ergebnis dieser Simulation ist in Abbildung 9-6 dargestellt.

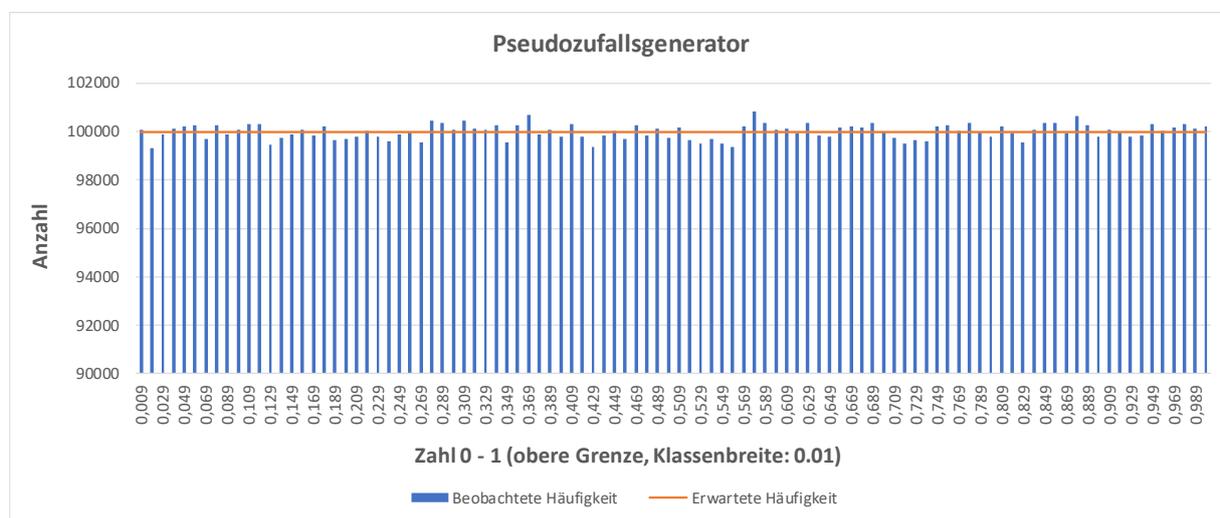


Abbildung 9-6 Simulation der Pseudozufallszahlen

Figure 9-6: Simulation of pseudorandomness

Der Chi-Quadrat-Test bestätigt die bereits visuell erkennbare Rechteckverteilung des Pseudozufallsgenerators.

Im Rahmen dieses Forschungsprojekt wird ein mittels der Optimierungsroutine erzeugter, 30 m hoher Fachwerkurm auf dessen Zuverlässigkeit mit Hilfe der beschriebenen Monte-Carlo Simulation untersucht. Für die Turmbelastungen werden die Windlasten und das Eigengewicht angesetzt. Entscheiden für das Berechnungsergebnis sind die anzusetzenden Verteilungsfunktionen der veränderlichen Variablen. Für die Windbelastung wurden exemplarisch die Wetterdaten der Wetterstation am Münchener Flughafen herangezogen und entsprechend der Gumbel-Verteilung richtungsbezogen ausgewertet. Bei den Daten handelt es sich um die 10-Minuten Mittelwerte der letzten 30 Jahre. Die Windverteilung kann als Extremwertverteilung Typ 1 angesehen werden, was für die Starkwindereignisse im Windingenieurwesen ein üblicher Ansatz ist (z.B. [52]). Der Mittelwert der Jahresmaxima beträgt 18,1 m/s und die zugehörige Standardabweichung 2,40 m/s. Die Windgeschwindigkeiten entsprechen der Windzone II nach DIN 1991-1-4.

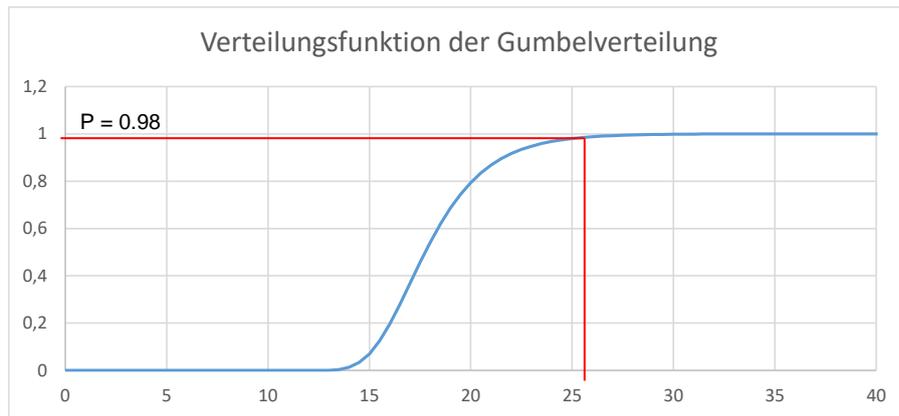


Abbildung 9-7 Verteilungsfunktion über alle Richtungen

Figure 9-7: Distribution function



Abbildung 9-8 Windgeschwindigkeit und Standardabweichung am Flughafen München

Figure 9-8: Wind velocity and standard deviation at munich airport

Die statistische Verteilung der Streckgrenze wird entsprechend den Untersuchungen von Kala als log-normalverteilt angenommen. Diese beruhen auf eine Vielzahl an durchgeführten Experimenten: Die Ergebnisse der Streckgrenzen ist in nachstehender Abbildung gezeigt.

Table 1. Statistical analysis of yield strength

Thickness	Mean value	Standard deviation	Skewness	Kurtosis
4–16 mm	412.68	27.941	0.947	5.330
16–40 mm	395.68	25.126	0.036	2.870
40–100 mm	370.72	26.568	0.126	3.150
Unit	MPa	MPa	–	–

Abbildung 9-9 Verwendete Streckgrenzen

Figure 9-9: Used yield-strenght

Auf Basis der beschriebenen Verteilungsfunktionen und der Monte-Carlo Simulation ist die Zuverlässigkeit des Fachwerkturns für die stochastischen Variablen Wind und

Streckgrenze berechnet worden. Abbildung 9-10 zeigt den untersuchten Fachwerkurm in der SFEM Umgebung.

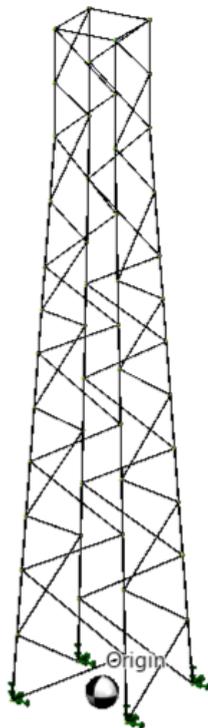


Abbildung 9-10: Untersuchte Turmgeometrie

Figure 9-10: Investigated tower

Mit der Variation der beiden stochastischen Parameter Wind und Streckgrenze ergibt sich ein Zuverlässigkeitsindex des untersuchten, räumlichen Fachwerks von 4,2, was einer Versagenswahrscheinlichkeit von ca. $1,3e-5$ entspricht. Die Bemessung von Tragwerken nach EN 1990 mit den Teilsicherheitswerten führt in der Regel zu einem Tragwerk mit einer Mindestzuverlässigkeit von $\beta \geq 3,8$. Trotz optimiertem Tragwerk sind durch die Anwendung der vollprobabilistischen Nachweisführung noch Tragwerkssicherheiten oberhalb der normativen geforderten Grenzen vorhanden.

10 Zusammenfassung Summary

Für den Ausbau der erneuerbaren Energien als Folge des beschlossenen Atomausstiegs in der Bundesrepublik Deutschland ist der Ausbau der Windenergie derzeit und zukünftig ein zentraler Pfeiler. Zur notwendigen Erweiterung der Energiekapazität werden immer höhere On-Shore Turmkonstruktionen benötigt, da zum einen die nutzbaren Bauflächen begrenzt sind und zum anderen die Steigerung des Stromertrags, insbesondere im Binnenland mit flachem Windprofil, immens ist. Planungsunsicherheiten in windkomplexem Gelände können so ebenfalls minimiert werden.

Aufgrund der einfachen Transportierbarkeit, des effizienten Materialeinsatzes, der geringen Fundamentabmessungen und der einfachen Anschlussdetaillierungen ist die Ausführung als Gittermastturm vielen alternativen Bauweisen überlegen. Die wirtschaftliche Bemessung von Gittermasttürmen wird mit zunehmender Narbenhöhe komplexer. Inhalt und Ziel dieses Forschungsvorhabens ist daher die Topologie-Optimierung, was die Fachwerkgeometrie und die Querschnitte in optimaler Weise in Bezug auf die abzutragenden Lasten abstimmt. Durch die automatische Optimierungsmöglichkeit wird zum einen der Planungsaufwand minimiert und zum anderen lassen sich die Auswirkungen unterschiedlicher Stahlsorten und Querschnittsformen systematisch auf deren Wirtschaftlichkeit bewerten. Der entwickelte Algorithmus ist in der Lage hohe Gittermasttürme für Windenergieanlagen mit den geforderten Nachweisen und für alle betrachteten Lastfallkombinationen automatisch zu erzeugen. Es hat sich herausgestellt, dass sich der Einsatz von höherfestem Stahl S460 für große Turmhöhen und hohen Belastungen positiv auswirken im Vergleich zu normalfestem Stahl S355. Dies ist im Wesentlichen auf die Reduktion der Profilabmessungen von den Eckstielen zurückzuführen. Der Vergleich von unterschiedlichen Profilarten zeigt, dass der Einsatz von kreisrunden Hohlprofilen zu bevorzugen ist, wenn als einziges Optimierungsziel die Minimierung des Gesamtgewichts der Struktur gefordert wird. Dies gilt auch bei Türmen geringerer Höhe, die nicht als Windenergieanlage genutzt werden.

Eine weitere Besonderheit bei der Auslegung von Windenergieanlagen tritt dadurch auf, dass zur Bewertung der dynamischen Betriebszustände häufig transiente MKS-Rechnungen durchgeführt werden müssen. Zur einfacheren und schnelleren Nachweisführung von Gittermaststrukturen wurde ein stochastisches Berechnungsverfahren (SST) entwickelt. Mathematisch werden turbulente Windströmungen im Binnenland mit Hilfe statistischer Verfahren beschrieben. Die Strukturantwort infolge des zufälligen Lastverhaltens ist abhängig von den Eigenfrequenzen, -formen und der Dämpfung. Mit Hilfe des entwickelten Spektralverfahrens können die maximalen Spannungsverteilungen als auch die auftretenden Häufigkeitsverteilungen der Spannungszyklen für die relevanten Strukturdetails berechnet werden. Zur Bewertung dieses Näherungsverfahrens sind die spektralen Lastgrößen mit den Ergebnissen der Lastberechnung durch eine detaillierte Mehrkörpersimulation im Zeitschrittverfahren verglichen worden. Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung des Antwortverhaltens im Zustand ohne Betrieb. Durch die

sektorweise Berücksichtigung der Rotorpositionen entstehen größere Abweichungen im Betriebszustand der Windenergieanlage. Für den Grenzzustand der Ermüdung werden diese Abweichungen als weniger relevant eingeschätzt, da die Amplituden in höheren Frequenz- und somit Beanspruchungsbereichen liegen. Mindestens in frühen Planungsphasen wird das Verfahren als hilfreich erachtet.

Zur Auslegung sicherer und wirtschaftlicher Fachwerkstrukturen sind möglichst realistische Kenntnisse über die Windbelastung notwendig. Für die geringen Völligkeiten hoher Gittermasttürme sind derzeit richtungsbezogene Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ sowie deren statistische Verteilungen nicht hinreichend genau bekannt. Im Rahmen der durchgeführten Arbeiten sind Windkanaluntersuchungen an räumlichen vier- und dreistieligen Fachwerkelementen durchgeführt worden. Bei scharfkantigen L-Profilen konnten geringere Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ gemessen werden, als die für diese Völligkeiten hilfsweise nach DIN EN 1991-1-4 abgeschätzten Werte. Es hat sich aber vor allem gezeigt, dass die derzeitige Bemessungspraxis (DIN EN 1991-1-4 als auch DIN EN 1993-3-1) fälschlicherweise von einer ungünstigen Anströmung über Eck ausgehen (Diagonalanströmung). Dies wurde durch die Versuche widerlegt. Es ist empfehlenswert diese Ergebnisse in die Novellierung der Windlastnorm einfließen zu lassen.

Für eine deutlich realistischere Bewertung der geforderten Tragwerkssicherheiten können moderne, probabilistische Verfahren auf Basis einer expliziten Formulierung der statistischen Verteilung der wesentlichen Streugrößen herangezogen werden. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sind vollprobabilistische Methoden zur Bewertung der Versagenswahrscheinlichkeiten von Fachwerktürmen angewendet worden. In dieser Arbeit ist an einem zweidimensionalen Fachwerkturm gezeigt worden, dass durch die Anwendung solcher Nachweismethoden die optimale Spreizung durch iteratives Vorgehen gefunden werden kann. Durch Definition von Substrukturen eines Gitterturmes ist diese Vorgehensweise in komplexe räumliche Strukturen überführt worden. Eine Beispielrechnung eines 30 m hohen, mittels der Optimierungsroutine erstellten dreidimensionalen Fachwerkturms hat gezeigt, dass der Sicherheitsindex leicht oberhalb der normativen Anforderungen ist. Durch die Optimierungsroutine werden hochgradig ausgelastete Stäbe angeordnet. Dennoch ist durch die Verwendung der vollprobabilistischen Methode ein sichtbares Einsparpotential identifiziert worden.

11 Ausblick Perspective

Das Forschungsprojekt „Optimierte Dimensionierung hoher Gittermasttürme für Windenergieanlagen unter realistischer Berücksichtigung der aerodynamischen Einwirkungen, des Ermüdungsverhaltens und des Stahlsorteneinflusses“ konnte einen Beitrag dazu leisten, hohe Fachwerktürme zukünftig wirtschaftlicher zu realisieren und die statische und dynamische Bemessung im Planungsstadium zu vereinfachen. Dennoch ergeben sich durch die erzielten Forschungsergebnisse neue Fragestellungen bzw. Erweiterungen der bisherigen Methoden.

Die Topologieoptimierung hat sich als ein sinnvolles Tool herausgestellt, welches in der Lage ist wirtschaftliche Gittermasttürme computerbasiert und automatisiert zu erzeugen. Es ist daher sinnvoll diese Methode weiter zu entwickeln und insbesondere im Hinblick darauf, die Anzahl an notwendigen Iterationsschritten zu minimieren. Dies ist auch für die Anwendung des vollprobabilistischen Nachweiskonzepts in der Optimierungsroutine absolut empfehlenswert, da nur so angemessene Rechenzeiten zu erreichen sind. Hier könnten z.B. Methoden von künstlichen neuronalen Feedforward-Netzen zielführend sein.

Das entwickelte, stochastische Berechnungsverfahren (SST) zur Bewertung der dynamischen Betriebszustände hat sich grundsätzlich als zielführend zur einer schnellen Bewertung der dynamischen Strukturantwort herausgestellt. Dennoch sind Ungenauigkeiten für Lastfälle im Betriebszustand vorhanden. Es wäre sinnvoll dieses Verfahren weiter zu entwickeln, insbesondere für die Betriebszustände und auch für alle relevanten Bemessungslastfälle (DLCs), so dass detailliertere Aussagen über die Spannungszyklen, und damit einhergehend auch über deren Ermüdungspotential in Bezug auf die einzelnen Elemente getroffen werden können.

12 Zusammenstellung aller Arbeiten, die im Zusammenhang mit dem Vorhaben veröffentlicht wurden oder in Kürze veröffentlicht werden sollen List of publications related to the project

Bereits veröffentlichte Dokumente:

- [53] STB: Vortrag und Veröffentlichung „Multivariate Stochastic Methods for the Structural Design of Wind Turbines“, Kemper F., et al., bei der 5th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (CompDyn), 25.-27. Mai 2015, Kreta
- [54] STB: Vortrag und Veröffentlichung „Geometrische Strukturoptimierung von Gittermasten unter Windeinwirkung auf vollprobabilistischer Basis“, Kemper F. und Feldmann, M., WtG Tagung Windingenieurtechnik – Vom Bauteilnachweis bis zum Stadtklima in Braunschweig, 5.-6. Oktober 2015
- [55] STB: Vortrag und Veröffentlichung „Automatisierte Nachweisführung für die Tragstrukturen von Windenergieanlagen“, Fontecha, R., u. a., WtG Tagung Windingenieurtechnik – Vom Bauteilnachweis bis zum Stadtklima in Braunschweig, 5.-6. Oktober 2015
- STB: Vortrag „Automated Design Procedures for Wind Turbine Towers“, Kemper F., Wind Turbine Tower Konferenz in Bremen, 30.8.2016
- [14] STB: Buchkapitel „Türme und Maste“, Kemper F., u.a., Stahlbaukalender 2017
- CWD: Poster „Calculation of the design loads with Simpack“, Werkmeister, Alexander et al., auf der SIMPACK Wind & Drivetrain Conference in Hamburg. 2015
- [56] EUROODYN 2017: Optimization of wind turbines towers by using a multivariate stochastic calculatiuon method, Mirko Friehe, Frank Kemper, Robert Fontecha, Markus Feldmann, X Internal Conference on Structural Dynamics

13 Literaturangaben Literature

- [1] BT-Drs. 17/6246: Drucksache des Deutschen Bundestages 17/6246 vom 22. 06.2011: Entwurf eines Dreizehnten Gesetzes zur Änderung des Atomgesetzes
- [2] Bundesministerium für Wirtschaft und Energie: Die Energie der Zukunft - Vierter Monitoring-Bericht zur Energiewende, Berlin, 2015
- [3] Bundesministerium für Wirtschaft und Energie: Energiekonzept für eine umweltschonende, zuverlässige und bezahlbare Energieversorgung, 28. September 2010
- [4] Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz: Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz: Erneuerbare-Energien-Gesetz vom 21. Juli 2014 (BGBl. I S. 1066), das zuletzt durch Artikel 1 des Gesetzes vom 17. Juli 2017 (BGBl. I S. 2532) geändert worden ist
- [5] Rodenhausen, M. u. Obradovic, D.: Strukturdämpfung von Hybrid-Türmen für Windenergieanlagen. Bautechnik 94 (2017) 10, S. 710–716
- [6] Hermann Schulte: Hermann Schulte : Türme – Träger für Windräder und Antennen, Vortrag beim Stahlbauseminar 2004 in Neu-Ulm und Wien
- [7] Bengs, D.: Bengs, D.: „Wartungsfreier Gittermastturm für Windenergieanlagen – Spannende Prototyp Entwicklung am realen Beispiel“, Tagungsbeitrag Husum Wind (2012)
- [8] Hüsemann, K.: Hüsemann, K.: Ruukki Wind Towers – High Truss Towers for wind turbine generators, 2010
- [9] Städler, H.-A., Thoms, V. u. Wanner, M.-C.: Schließringbolzen ohne Sollbruchstelle für wartungsfreie Verbindungen im Nutzfahrzeug- und Stahlbau, Saechsische Landesbibliothek- Staats- und Universitaetsbibliothek Dresden u. Technische Universität Dresden Dresden, Technische Universität Dresden, Diss., 2012. Dresden, Dresden 2012
- [10] EN 1991-1-4:2005 (D); 07.2005. *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1--4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005*, abgerufen am: 22.07.2010
- [11] DIN EN 1993-3-1:2007-02; 03.01.2007. *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste; Deutsche Fassung EN 1993-3-1:2006*, abgerufen am: 22.07.2010
- [12] Richtlinie für Windenergieanlagen. Einwirkungen und Standardsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik/B, H. 8. Berlin: DIBt 2012
- [13] Norm DIN 1055-4; März 2005. *Einwirkungen auf Tragwerke, Windlasten*
- [14] Kemper, F., Schillo, N., Feldmann, M., Ungermann, D. u. Patschin, A.: Türme und Maste. Wiley-Blackwell 2017.
<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/full/10.1002/9783433607633.ch8>
- [15] ESDU 81027; 10.1981. *Lattice Structures, Part 1: mean fluid forces on single and multiple plane frames*

Literaturangaben

Literature

- [16] Flachsbar, O.: Model experiments on wind loading on latticed girder structures. Part 1: Single lattice beams in one plane. *Stahlbau* 7 (1934) 8, S. 73–79
- [17] Flachsbar, O.: Model experiments on wind loading on latticed girder structures. Part 2: Spatial lattice girder structures. *Stahlbau* 8 (1935) 8,9,10, 57-63, 65-69, 73-77
- [18] DIN EN 1991-1-4; August 2011. *Windenergieanlagen - Teil 1: Auslegungsanforderungen (IEC 61400-1:2005 + A1:2010); Deutsche Fassung EN 61400-1:2005 + A1:2010*
- [19] 2005. *Guideline for the Certification of Wind Turbines*
- [20] Mix, M.: Probabilistische Nachweisführung von Stahlgittermasten im Freileitungsbau, Shaker Dissertation. Aachen 2010
- [21] Hegger, J.: Grundlagen der Sicherheitstheorie, Vorlesung 2007
- [22] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Wien: Springer 1992
- [23] DIN EN 1990:2002 (D); 04.2002. *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung*
- [24] Toft, H. S. u. Sørensen, J. D.: Reliability-based design of wind turbine blades. *Structural Safety* 33 (2011) 6, S. 333–342
- [25] Cunha, Á., Caetano, Elsa de Sá, Ribeiro, P. u. Müller, G. (Hrsg.): Eurodyn 2014. Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014. Porto, Faculty of Engineering 2014
- [26] Veldkamp, D.: A probabilistic evaluation of wind turbine fatigue design rules. *Wind Energy* 11 (2008) 6, S. 655–672
- [27] Kemper, F. H. u. Feldmann, M.: Gust related Fatigue Behaviour of Nonlinear Structures using the Example of flexible Cladding Elements. In: The Seventh International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications (BBAA7). 2012
- [28] Kemper, F. H. u. Feldmann, M.: Zur Ermüdungsbewertung der Böenantwort von Türmen. *STAHLBAU* (2013) 9
- [29] Kemper, F. H., Colomer Segura, C. u. Feldmann, M.: Stochastische Windlastansätze für turmartige Strukturen und Ermüdungsrelevanz der Tragwerksantwort am Beispiel von Windenergieanlagen mit Fachwerktürmen. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbau (Hrsg.): 18. DASt Forschungskolloquium. Frehner Consulting 2012, S. 52–57
- [30] Kemper, F. H. u. Feldmann, M.: Fatigue life prognosis for structural elements under stochastic wind loading based on spectral methods. Part 2: Nonlinear structures. In: Roeck, G. de (Hrsg.): Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011. Leuven, Belgium, 4 - 6 July 2011. Leuven 2011, S. 1636–1643
- [31] Kemper, F. H. u. Feldmann, M.: Fatigue life prognosis for structural elements under stochastic wind loading based on spectral methods. Part 1: Linear structures. In: Roeck, G. de (Hrsg.): Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011. Leuven, Belgium, 4 - 6 July 2011. Leuven 2011, S. 1629–1635
- [32] Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development, J. Jonkman, S. Butterfield, W. Musial u. G. Scott, 2009
- [33] Schröter F.: Schröter F.: Höherfeste Stähle für den Stahlbau – Auswahl und Anwendung, In: Bauingenieur Heft 9, S. 426-432

- [34] Troen, I. u. Petersen, E. L.: European wind atlas. Roskilde: Risø National Laboratory 1989
- [35] National Physical Laboratory, T. M. (Hrsg.): Wind effects on Buildings and Structures. Her Majesty's stationery office 1965
- [36] Marten, D., Wendler J., Pechlivanoglou, G. u. Nayeri, C. N.: QBLADE: An Open Source Tool for Design and Simulation of horizontal and vertical Axis Wind Turbines. International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering (2013) 3, S. 264–269
- [37] 2005-08. *Wind Turbines - Part1: Design Requirements*
- [38] Kemper, F. H.: Böeninduzierte Schwingungsanfälligkeit von durchlässigen Fassadenelementen unter Berücksichtigung nichtlinearer Struktureigenschaften im Grenzzustand der Ermüdung. Dissertation. Schriftenreihe Stahlbau - RWTH Aachen, Bd. 76. Herzogenrath: Shaker 2013
- [39] DIN EN 1991-1-4:2010 (D); Dezember 2012. *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991--1-4:2005+A1:2010+AC:2010*
- [40] Hau, E.: Windkraftanlagen. Grundlagen. Technik. Einsatz. Wirtschaftlichkeit. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg 2017
- [41] Göttsche, J. u. Petersen, M.: Festigkeitslehre - klipp und klar. Mit 30 Beispielen und 43 Aufgaben mit Lösungen. Lehrbücher des Bauingenieurwesens. München: Fachbuchverl. Leipzig 2006
- [42] Norm DIN EN 1993-1-1; Juli 2005. *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005*
- [43] DIN EN 1990; 12.2010. *Grundlagen der Tragwerksplanung*
- [44] Schneider, K.-J., Goris, A. u. Albert, A. (Hrsg.): Bautabellen für Ingenieure. Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Köln: Bundesanzeiger Verlag 2018
- [45] Meskouris, K.: Baustatik 1. Arbeitsunterlagen zu Lehrveranstaltung, RWTH Vorlesungsumruck. Aachen 2009
- [46] Meskouris, K.: Baustatik 2. Arbeitsunterlagen zu Lehrveranstaltung, RWTH Vorlesungsumruck. Aachen 2009
- [47] Meskouris, K. u. Hake, E.: Statik der Stabtragwerke. Einführung in die Tragwerkslehre. Berlin: Springer 2009
- [48] Dehm, J.: 160-m-Fachwerkurm für eine Windenergieanlage – Die höchste Windenergieanlage der Welt. STAHLBAU 76 (2007) 4, S. 213–221 siehe: http://www.ing-dehm.de/downloads/1-2007-04-160m_Fachwerkurm.pdf (Stand: Mai 2018)
- [49] Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. Grundwissen für Ingenieure. Zürich, Stuttgart: Verl. der Fachvereine; Teubner 1996
- [50] Mix, M.: Probabilistische Nachweisführung von Stahlgittermasten im Freileitungsbau, Universität Duisburg-Essen Dissertation 2010
- [51] Norm DIN EN 1991-1-4; Dezember 2012. *Allgemeine Einwirkungen, Windlasten*
- [52] Holmes, J. D.: Wind loading of structures. London, New York: Spon Press 2001
- [53] Kemper, F. H. u. Calle Escribano, J. J.: MULTIVARIATE STOCHASTIC METHODS FOR THE STRUCTURAL DESIGN OF WIND TURBINES. 5th

Literaturangaben

Literature

- ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. COMPDYN 2015. 2015
- [54] Kemper, F. u. Feldmann, M.: Geometrische Strukturoptimierung von Gittermasten unter Windeinwirkung auf vollprobabilistischer Basis. WtG Tagung Windingentechnik – Vom Bauteilnachweis bis zum Stadtklima in Braunschweig (25.-27- 2015)
- [55] Fontecha, R.: Automatisierte Nachweisführung für die Tragstrukturen von Windenergieanlagen. Vom Bauteilnachweis bis zum Stadtklima (2015)
- [56] Friehe, M., Kemper, F., Fontecha, R. u. Feldmann, M.: Optimization of wind turbine towers by using a multivariate stochastic calculation method. Procedia Engineering 199 (2017), S. 3188–3193

A Geometrien der Modellkörper Geometries of test specimina

Scharfkantig, vierstielig

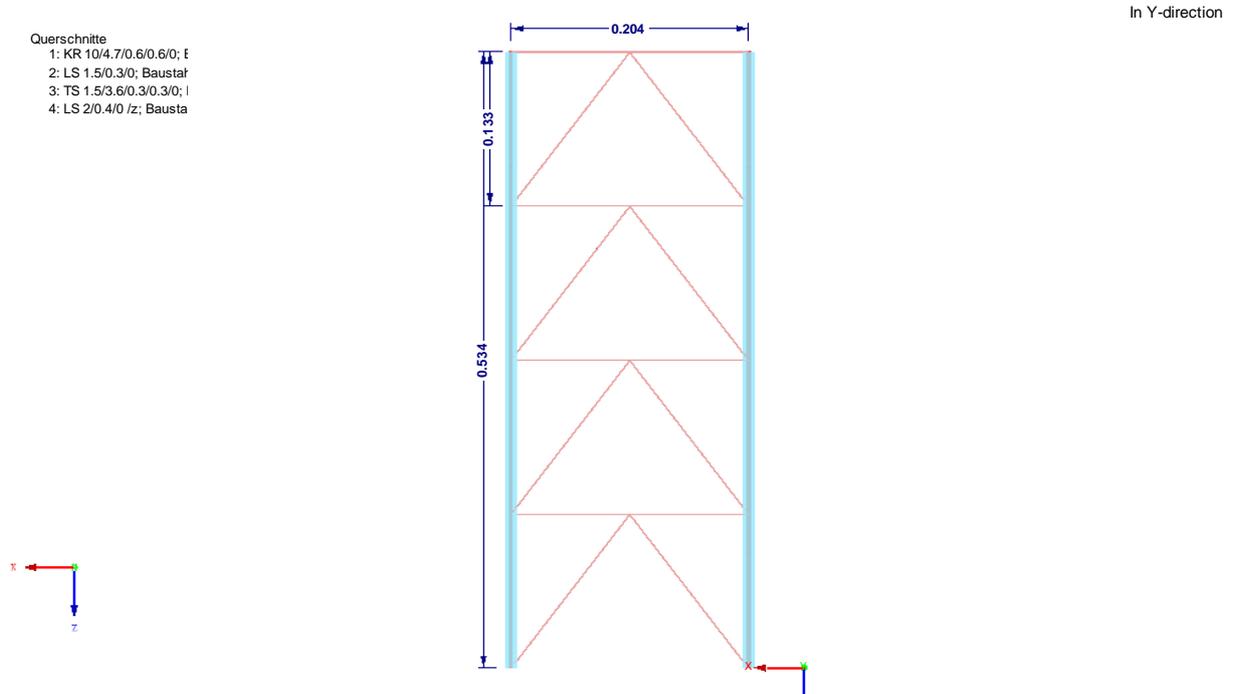


Abbildung 17-1 Bauplan Fachwerksektion „K1“

Figure 17-1:Construction plan “K1”

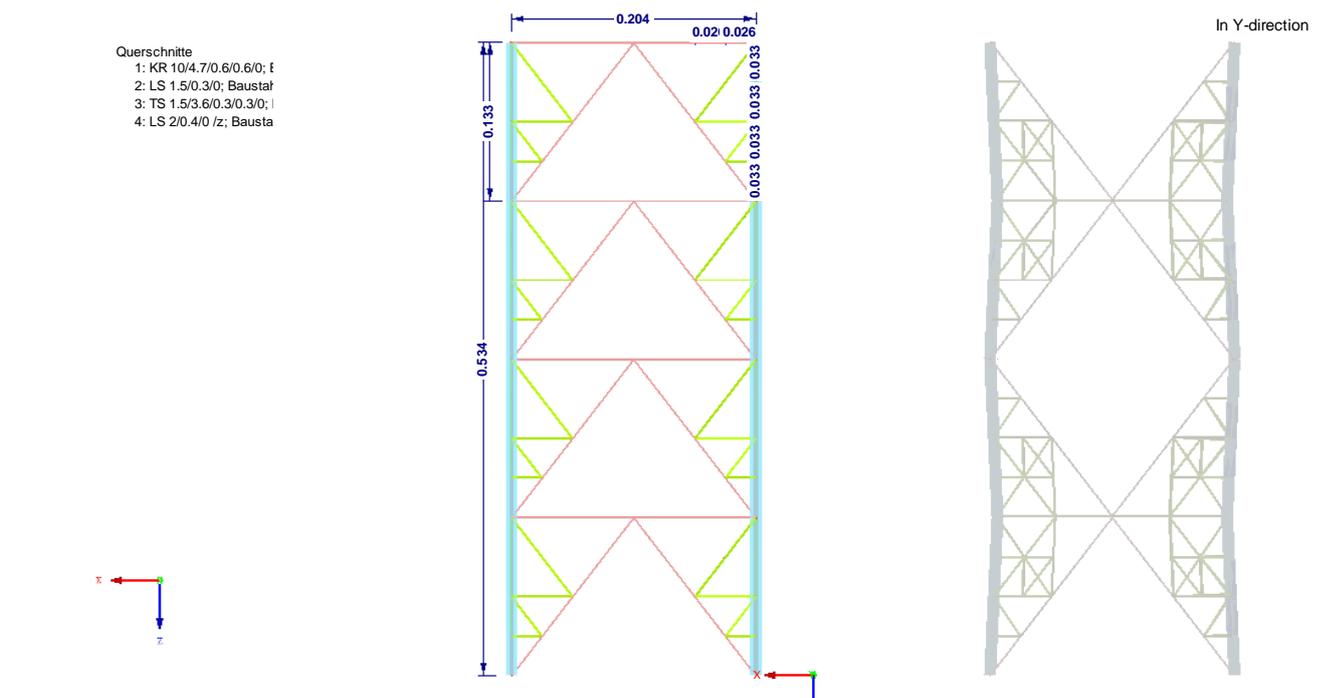


Abbildung 17-2 Bauplan Fachwerksektion „K2“

Figure 17-2:Construction plan “K2”

Anlage A Geometrien der Modellkörper Geometries of test specimina Geometries of test specimina

in y-direction

- Querschnitte
 1: KR 10/4.7/0.6/0.6/0; I
 2: LS 1.5/0.3/0; Baustahl
 3: TS 1.5/3.6/0.3/0.3/0; I
 4: LS 2/0.4/0 Iz; Baustahl

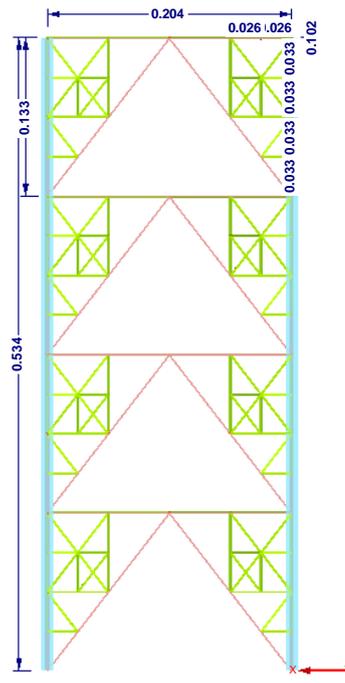


Abbildung 17-3 Bauplan Fachwerksektion „K3“

Figure 17-3:Construction plan “K3”

in y-direction

- Querschnitte
 1: LS 5/0.6/0; Baustahl
 2: LS 10/1/0; Baustahl
 3: LS 4/0.5/0; Baustahl
 4: LS 3/0.45/0; Baustahl
 5: LS 2/0.4/0; Baustahl
 6: LS 1.5/0.3/0; Baustahl
 7: KR 20/9.5/1/1/0; Baustahl
 8: TS 3/6/0.45/1.9/0; Baustahl

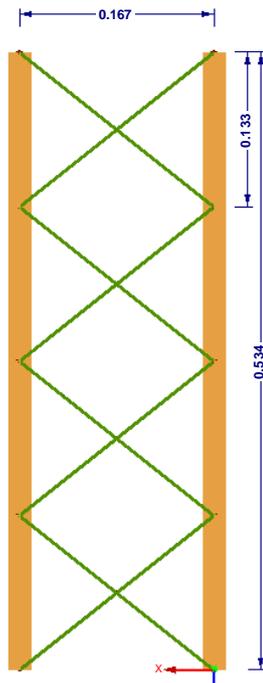


Abbildung 17-4 Bauplan Fachwerksektion „X1“

Figure 17-4:Construction plan “X1”

Anlage A Geometrien der Modellkörper

Geometries of test specimina

In Y-direction

- Querschnitte
- 1: LS 5/0.6/0; Baustahl
 - 2: LS 10/1/0; Baustahl
 - 3: LS 4/0.5/0; Baustahl
 - 4: LS 3/0.45/0; Baustahl
 - 5: LS 2/0.4/0; Baustahl
 - 6: LS 1.5/0.3/0; Baustahl
 - 7: KR 20/9.5/1/1/0; Baustahl
 - 8: TS 3/6/0.45/1.9/0; Baustahl

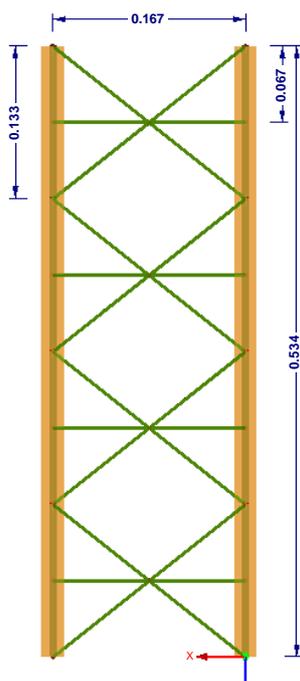


Abbildung 17-5 Bauplan Fachwerksektion „XH1“

Figure 17-5: Construction plan “XH1”

In X-direction

- Querschnitte
- 1: LS 5/0.6/0; Baustahl
 - 2: LS 10/1/0; Baustahl
 - 3: LS 4/0.5/0; Baustahl
 - 4: LS 3/0.45/0; Baustahl
 - 5: LS 2/0.4/0; Baustahl
 - 6: LS 1.5/0.3/0; Baustahl
 - 7: KR 20/9.5/1/1/0; Baustahl
 - 8: TS 3/6/0.45/1.9/0; Baustahl

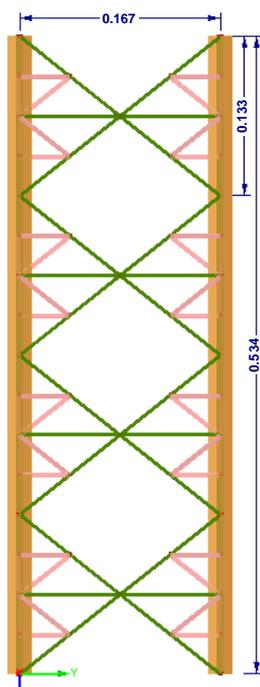


Abbildung 17-6 Bauplan Fachwerksektion „XH2“

Figure 17-6: Construction plan “XH2”

Querschnitte

- 1: LS 5/0.6/0; Baustahl
- 2: LS 10/1/0; Baustahl
- 3: LS 4/0.5/0; Baustahl
- 4: LS 3/0.45/0; Baustahl
- 5: LS 2/0.4/0; Baustahl
- 6: LS 1.5/0.3/0; Baustahl
- 7: KR 20/9.5/1/1/0; Baustahl
- 8: TS 3/6/0.45/1.9/0; Baustahl

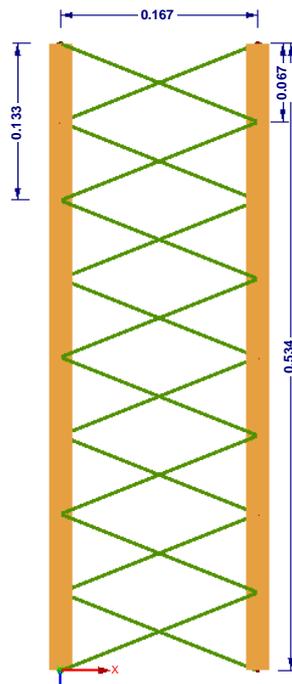


Abbildung 17-7 Bauplan Fachwerksektion „Z1“

Figure 17-7: Construction plan "Z1"

Querschnitte

- 1: LS 5/0.6/0; Baustahl
- 2: LS 10/1/0; Baustahl
- 3: LS 4/0.5/0; Baustahl
- 4: LS 3/0.45/0; Baustahl
- 5: LS 2/0.4/0; Baustahl
- 6: LS 1.5/0.3/0; Baustahl
- 7: KR 20/9.5/1/1/0; Baustahl
- 8: TS 3/6/0.45/1.9/0; Baustahl



In X-direction

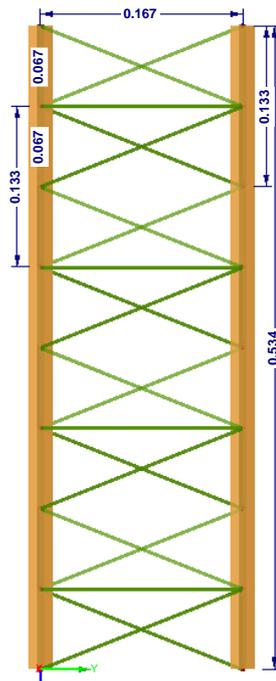
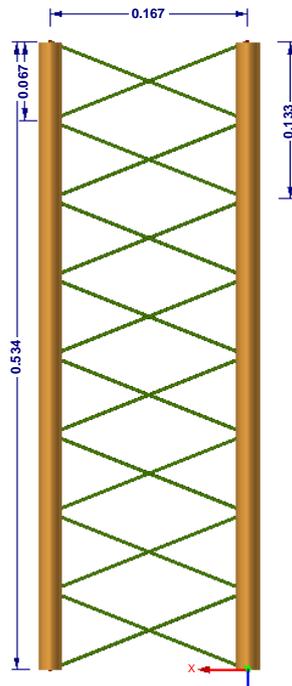


Abbildung 17-8 Bauplan Fachwerksektion „Z2“

Figure 17-8: Construction plan "Z2"

Kreisprofil, vierstielig

- Querschnitte
 1: LS 5/0.6/0; Baustahl
 2: LS 10/1/0; Baustahl
 3: LS 4/0.5/0; Baustahl
 4: LS 3/0.45/0; Baustahl
 5: LS 2/0.4/0; Baustahl
 6: LS 1.5/0.3/0; Baustahl
 7: Kreis 20; Baustahl S
 8: Kreis 3; Baustahl S 2

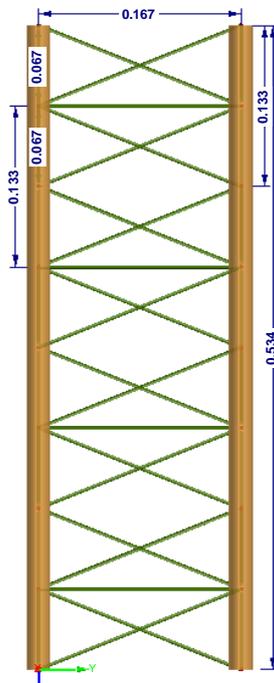


In Z-direction

Abbildung 17-9 Bauplan Fachwerksektion „Z1“

Figure 17-9:Construction plan “Z1”

- Querschnitte
 1: LS 5/0.6/0; Baustahl
 2: LS 10/1/0; Baustahl
 3: LS 4/0.5/0; Baustahl
 4: LS 3/0.45/0; Baustahl
 5: LS 2/0.4/0; Baustahl
 6: LS 1.5/0.3/0; Baustahl
 7: Kreis 20; Baustahl S
 8: Kreis 3; Baustahl S 2



In X-direction

Abbildung 17-10 Bauplan Fachwerksektion „Z2“

Figure 17-10:Construction plan “Z2”

B Kraftbeiwerte scharfkantige Profile (vierstielig) Load coefficients L-Profiles

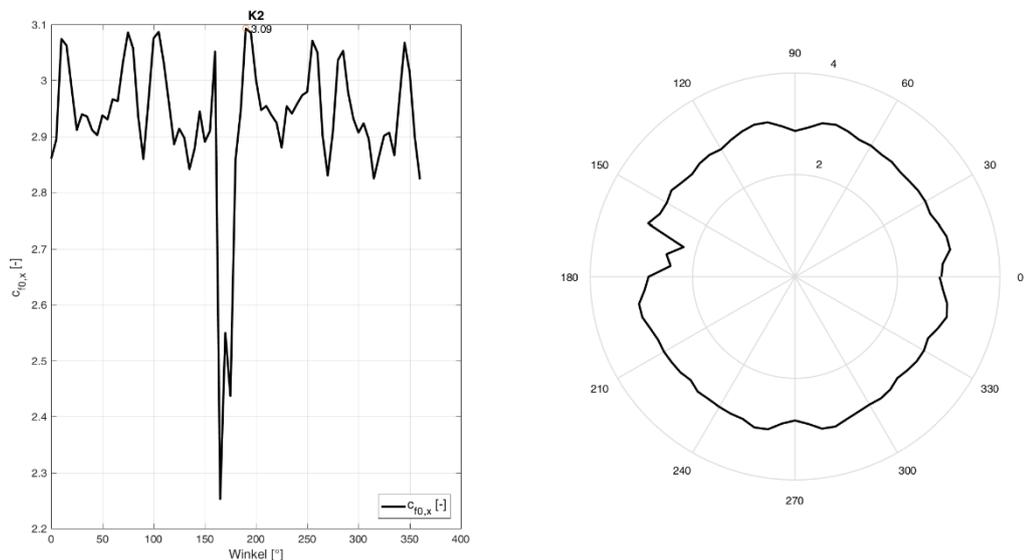


Abbildung 17-11 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „K2“

Figure 17-11: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „K2“

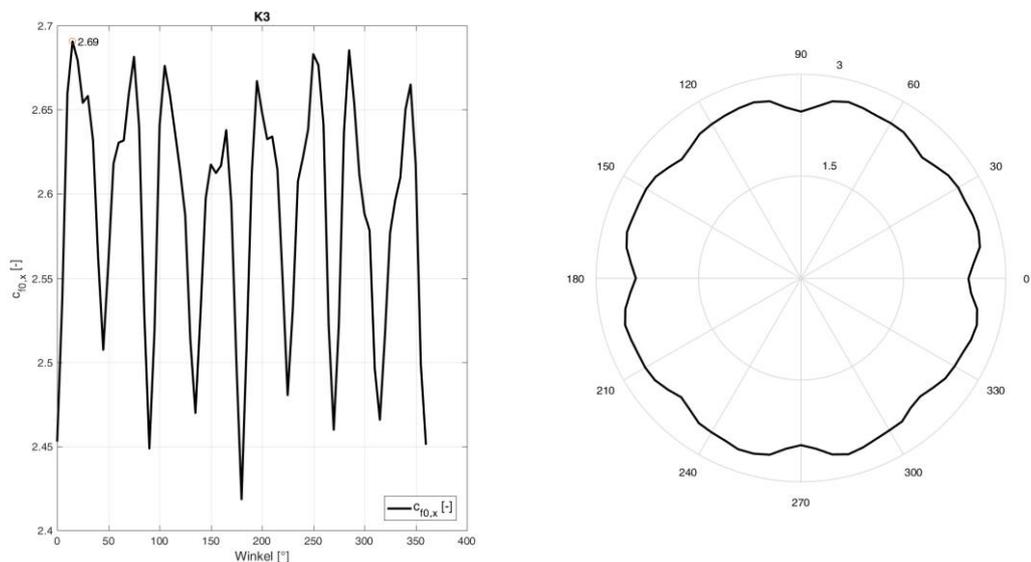


Abbildung 17-12 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „K3“

Figure 17-12: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „K3“

Anlage B Kraftbeiwerte scharfkantige Profile (vierstielig)
 Load coefficients L-Profiles

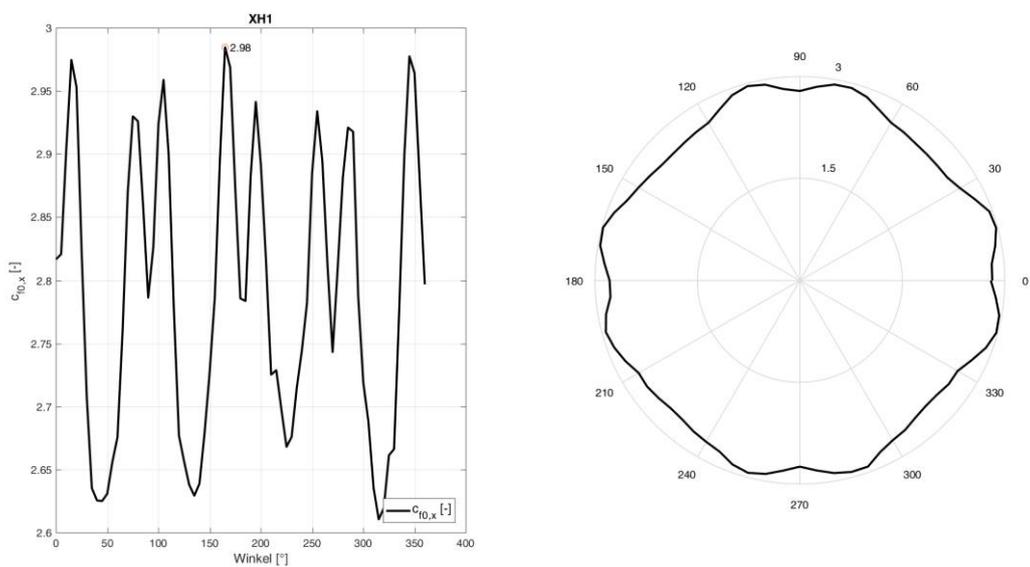


Abbildung 17-13 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „XH1“

Figure 17-13: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „XH1“

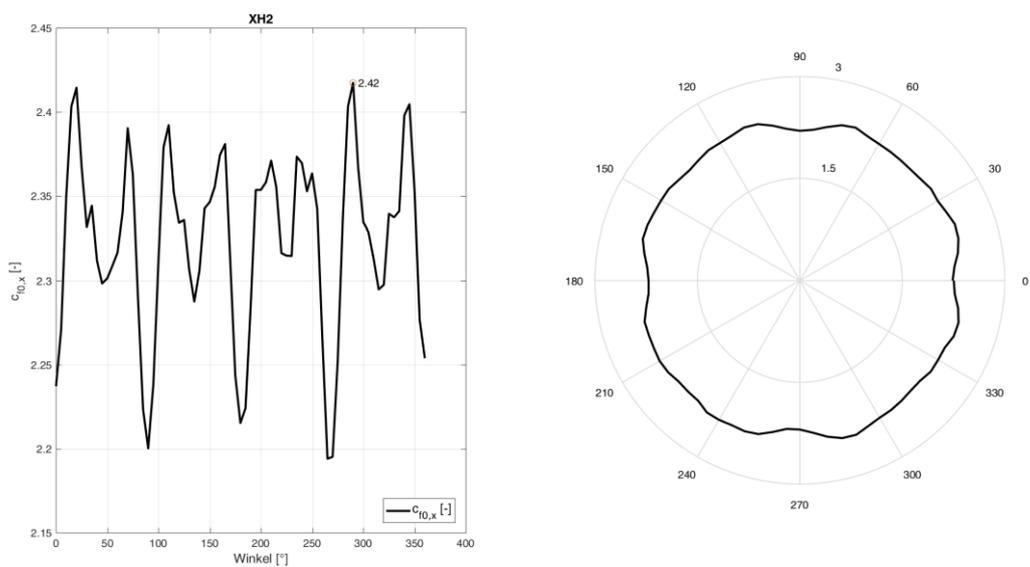


Abbildung 17-14 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „XH2“

Figure 17-14: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „XH2“

Anlage B Kraftbeiwerte scharfkantige Profile (vierstiellig)
 Load coefficients L-Profils Kraftbeiwerte scharfkantige Profile (vierstiellig)
 Load coefficients L-Profiles

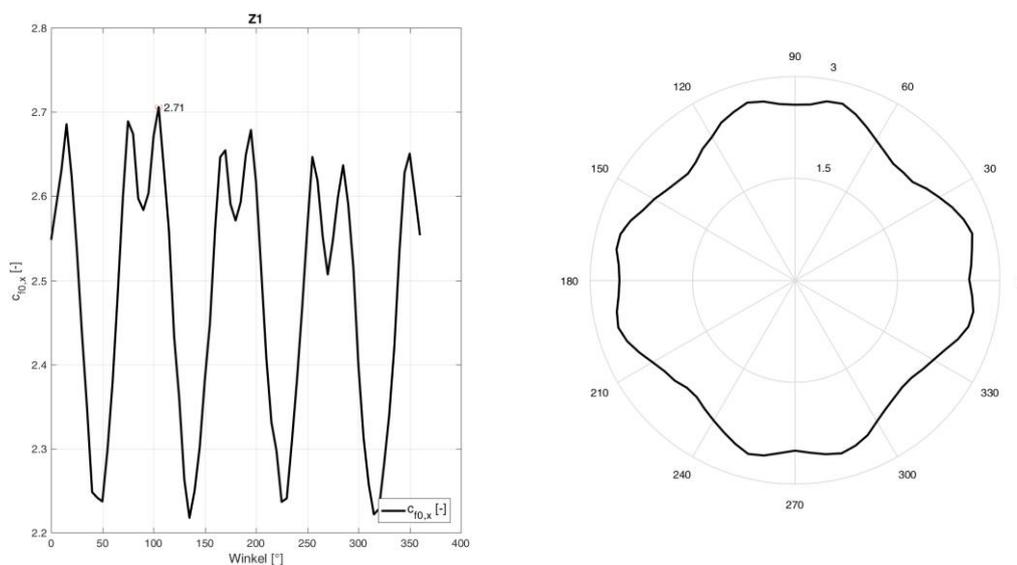


Abbildung 17-15 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „Z1“
 Figure 17-15: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „Z1“

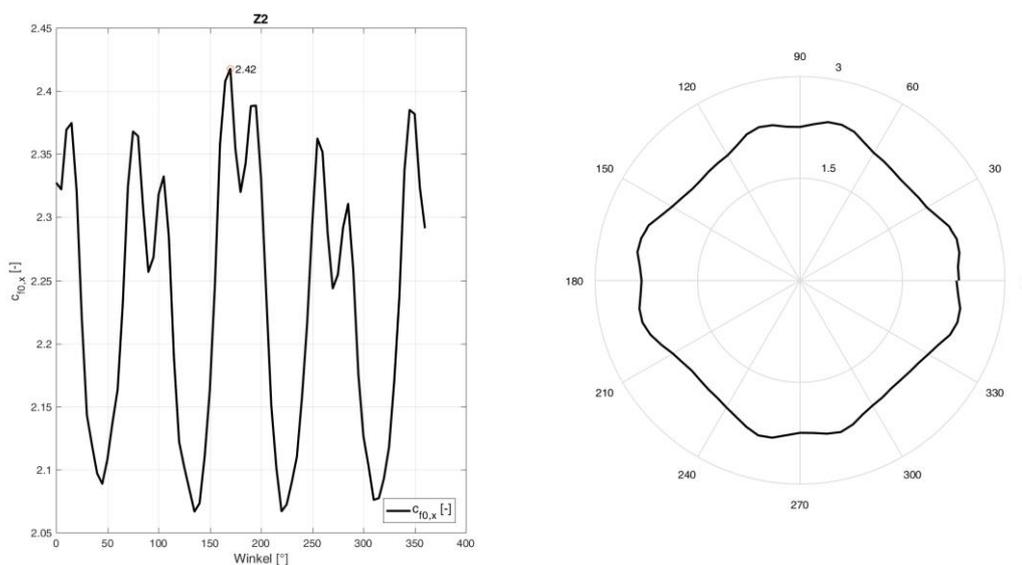


Abbildung 17-16 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „Z2“
 Figure 17-16: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „Z2“

C Standardabweichung scharfkantige Profile (vierstielig) Standard deviation L-Profiles

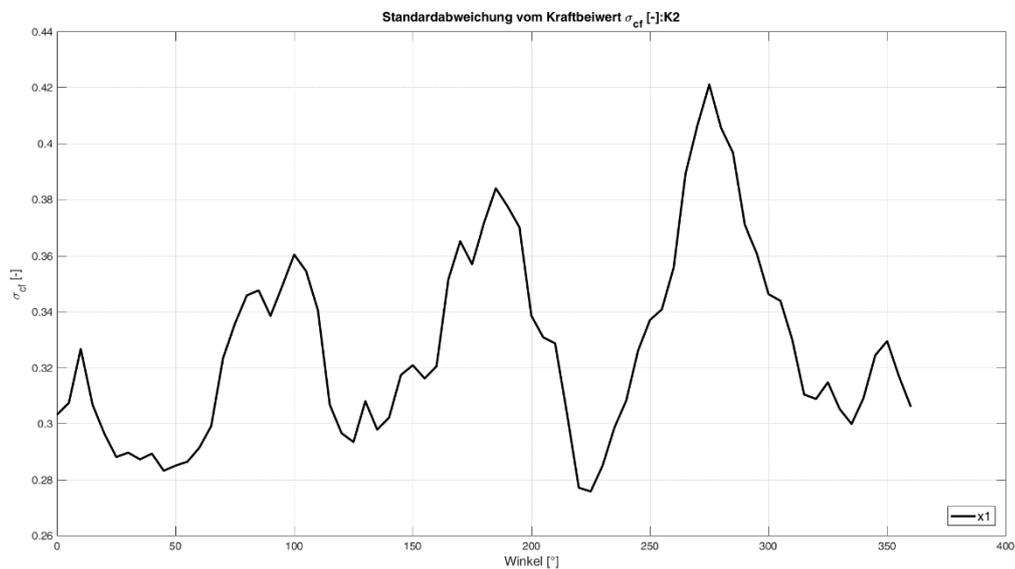


Abbildung 17-17 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „K2“

Figure 17-17: Direction dependent standard deviation for section „K2“

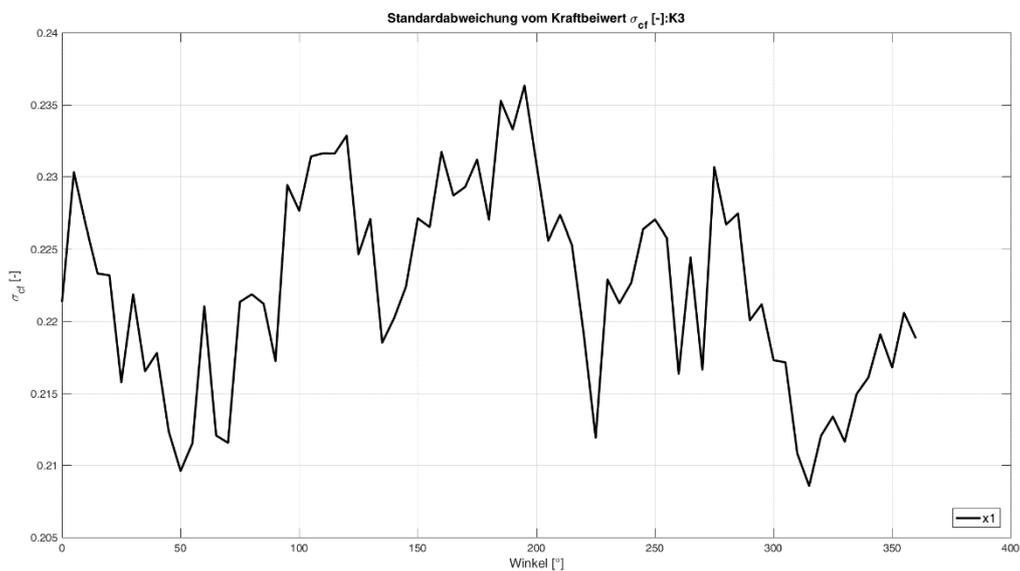


Abbildung 17-18 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „K2“

Figure 17-18: Direction dependent standard deviation for section „K2“

Anlage C Standardabweichung scharfkantige Profile (vierstielig)
 Stadard deviation L-Profiles Standardabweichung scharfkantige Profile (vierstielig)
 Stadard deviation L-Profiles

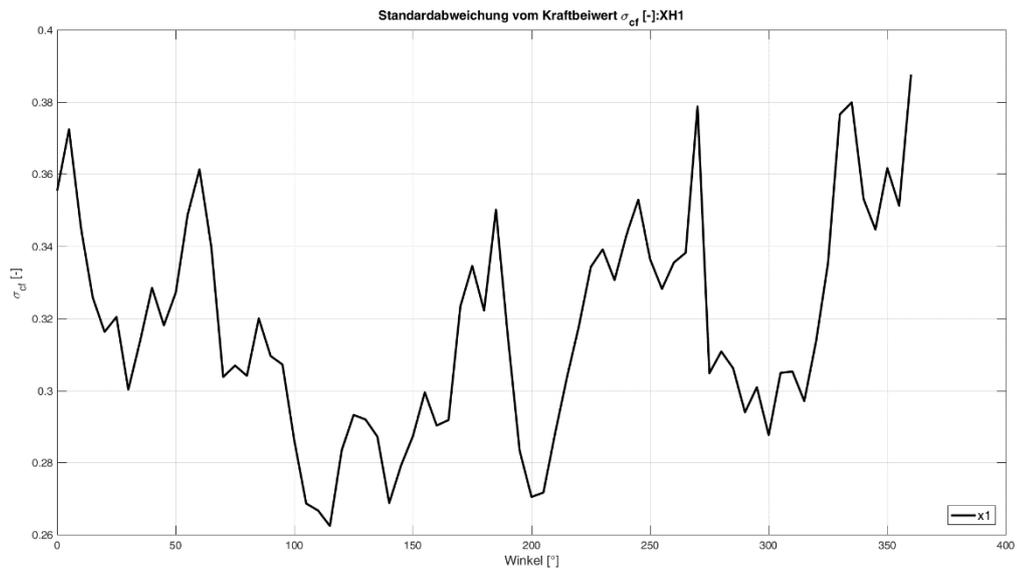


Abbildung 17-19 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „K2“

Figure 17-19: Direction dependent standard deviation for section „K2“

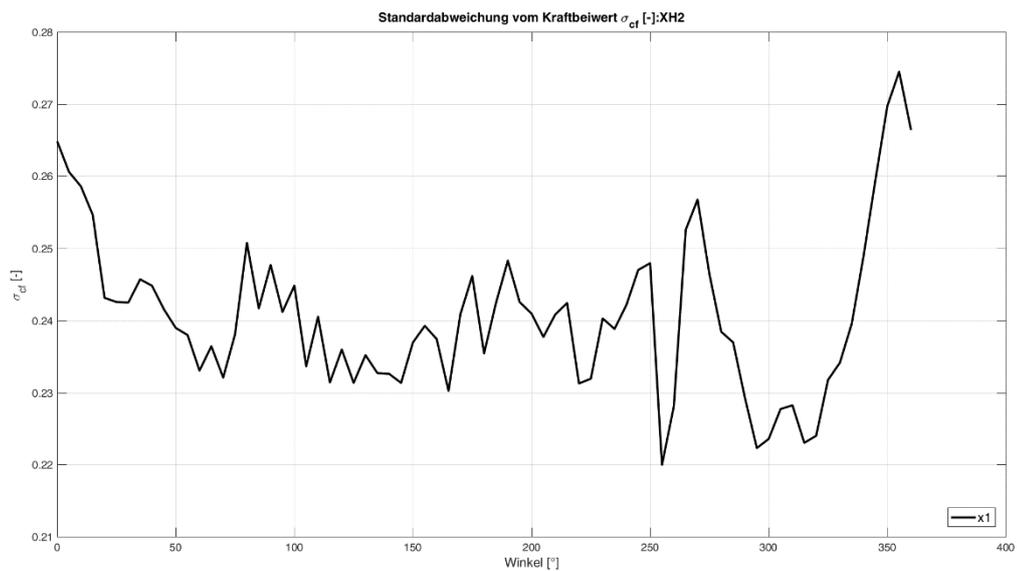


Abbildung 17-20 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „K2“

Figure 17-20: Direction dependent standard deviation for section „K2“

Anlage C Standardabweichung scharfkantige Profile (vierstielig)
Standard deviation L-Profiles

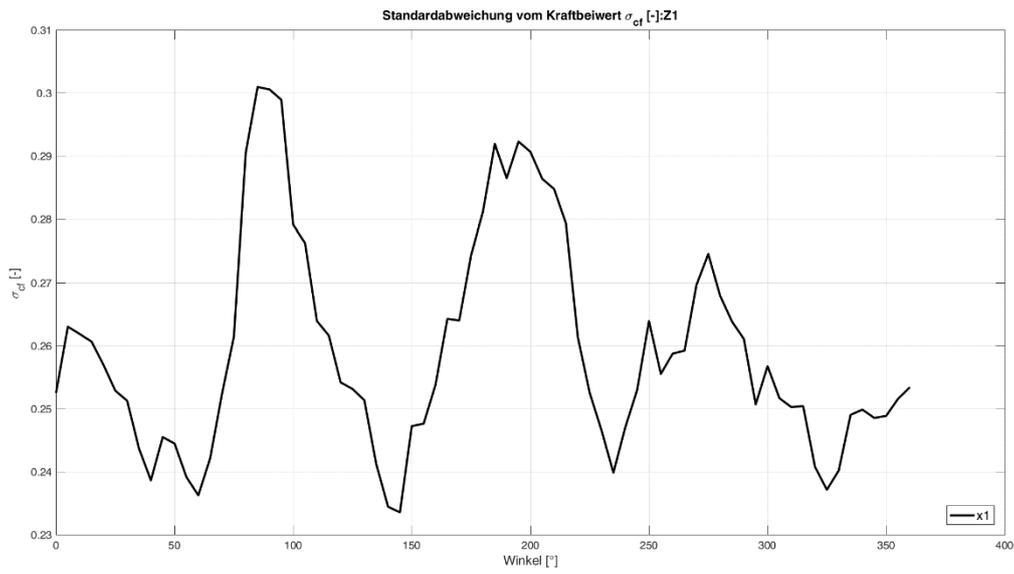


Abbildung 17-21 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „K2“
Figure 17-21: Direction dependent standard deviation for section „K2“

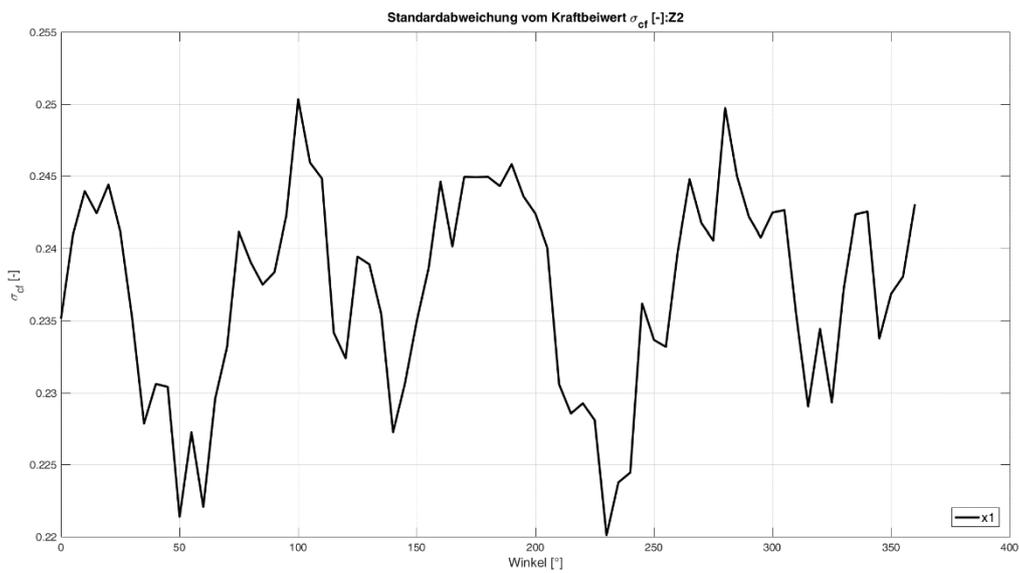


Abbildung 17-22 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „K2“
Figure 17-22: Direction dependent standard deviation for section „K2“

D Kraftbeiwerte kreisrunder Profile (vierstielig) Load coefficients round profiles

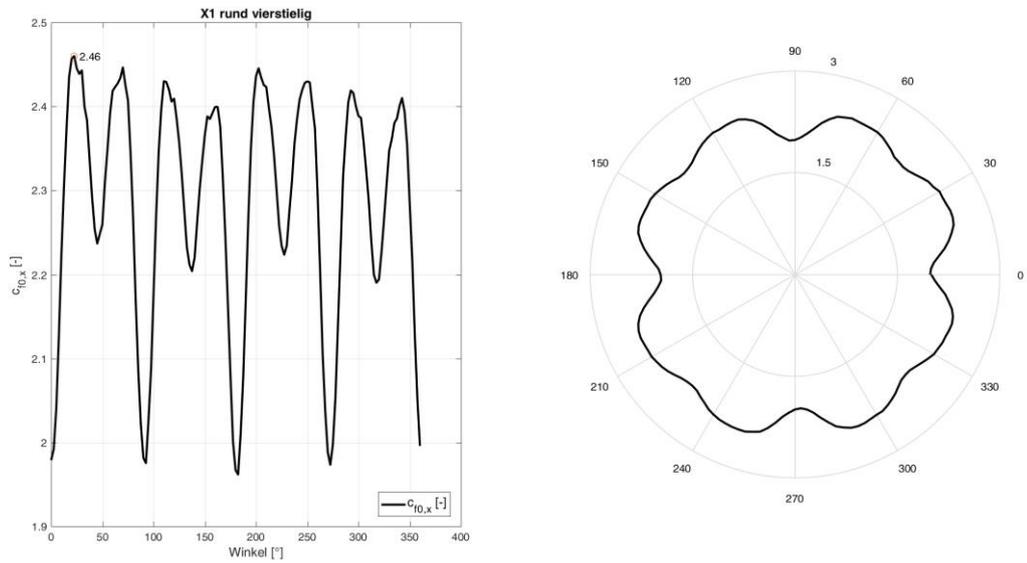


Abbildung 17-23 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „X“

Figure 17-23: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „X1“

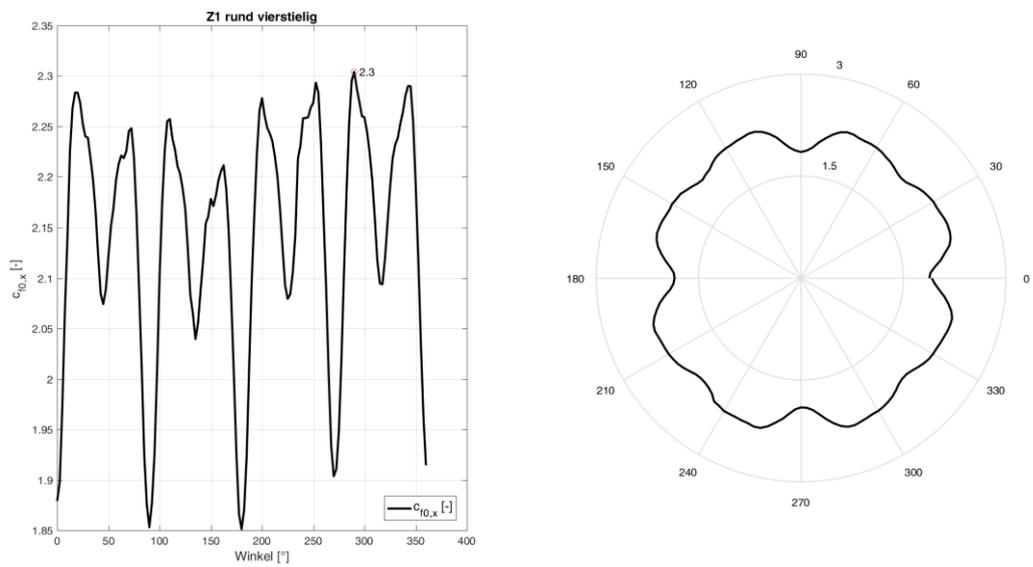


Abbildung 17-24 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „Z1“

Figure 17-24: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „Z1“

E Standardabweichung kreisrunder Profile (vierstielig) Standard deviation round profiles

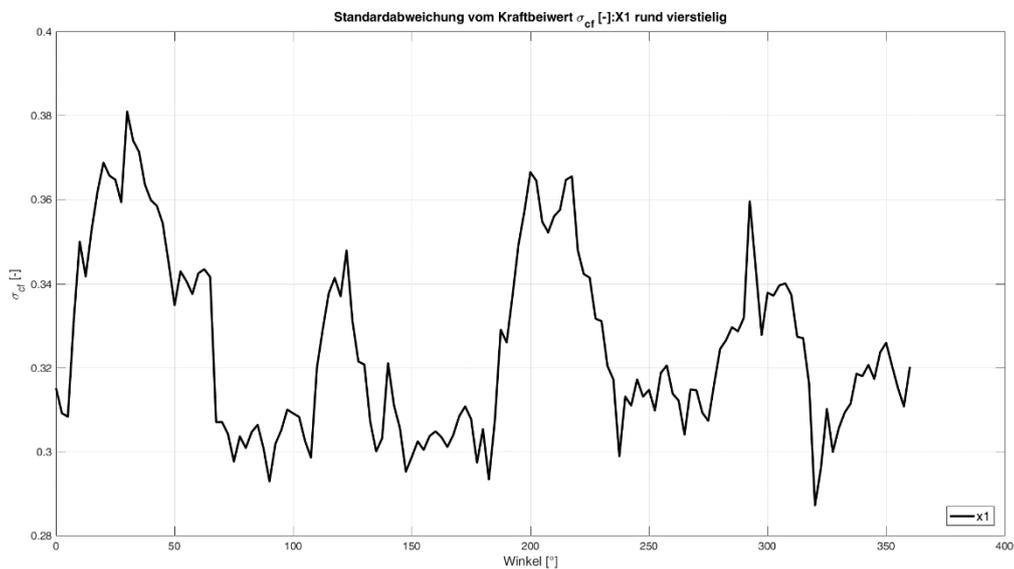


Abbildung 17-25 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „K2“
Figure 17-25: Direction dependent standard deviation for section „K2“

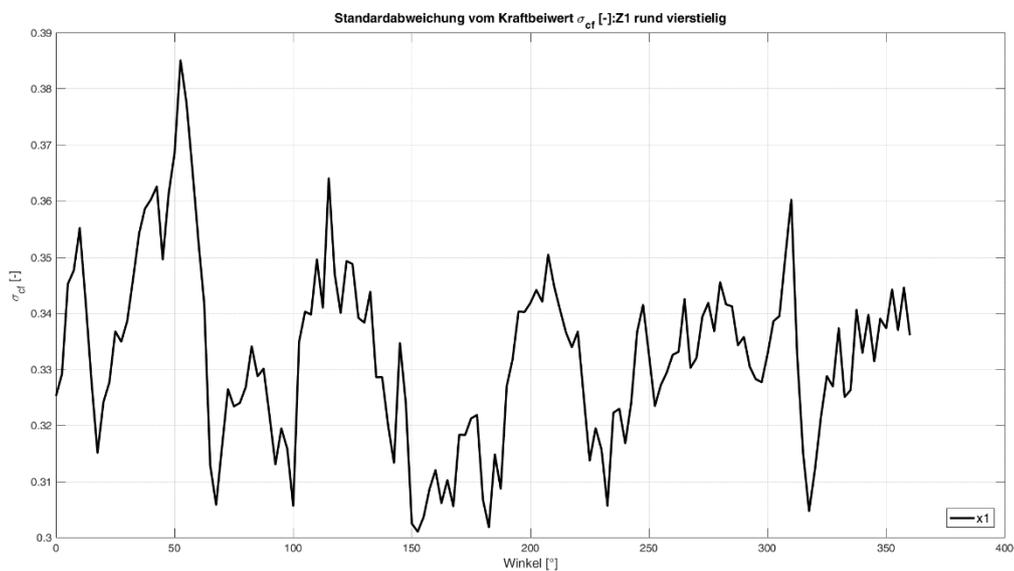


Abbildung 17-26 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „K3“
Figure 17-26: Direction dependent standard deviation for section „K3“

F Kraftbeiwerte kreisrunder Profile (dreistiellig) Load coefficient round profiles

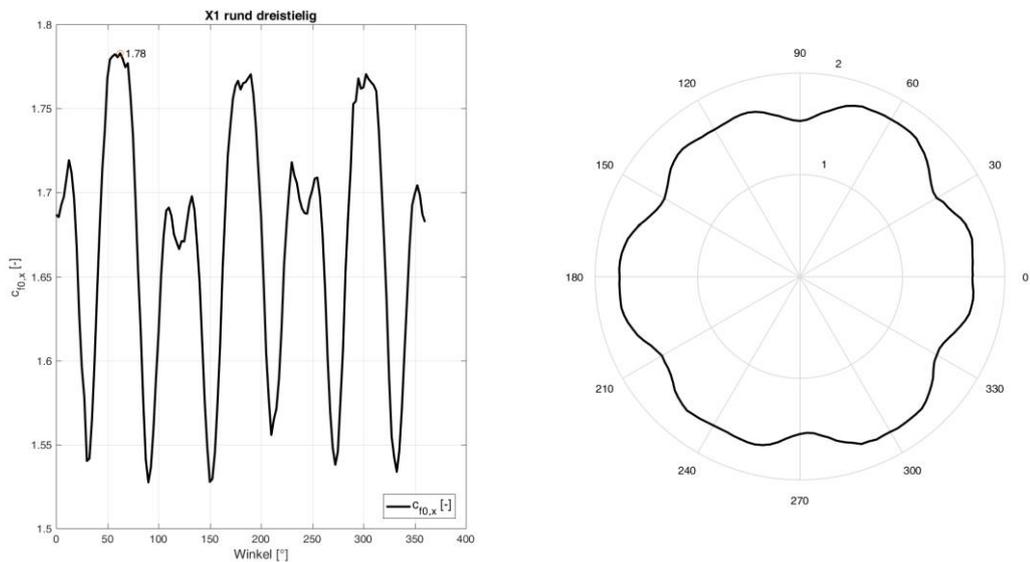


Abbildung 17-27 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „X1“

Figure 17-27: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „X1“

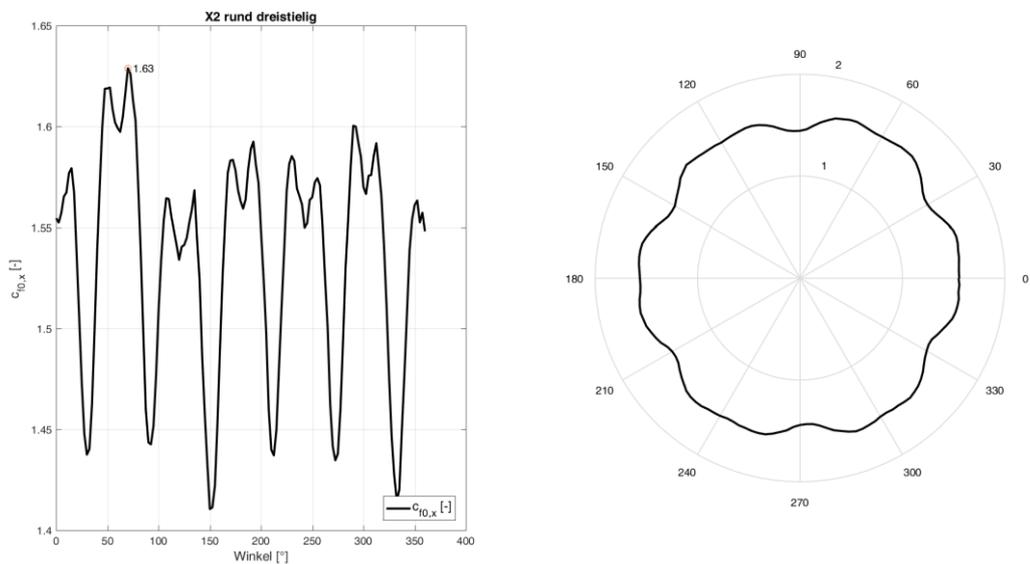


Abbildung 17-28 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „X2“

Figure 17-28: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „X2“

Anlage F Kraftbeiwerte kreisrunder Profile (dreistiellig)
 Load coefficient round profiles

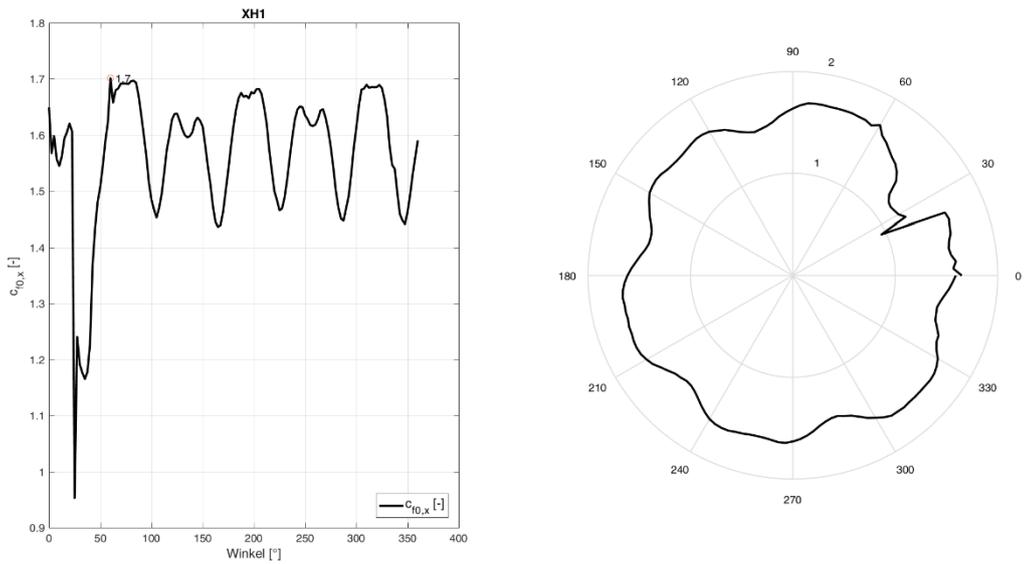


Abbildung 17-29 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „XH1“
 Figure 17-29: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „XH1“

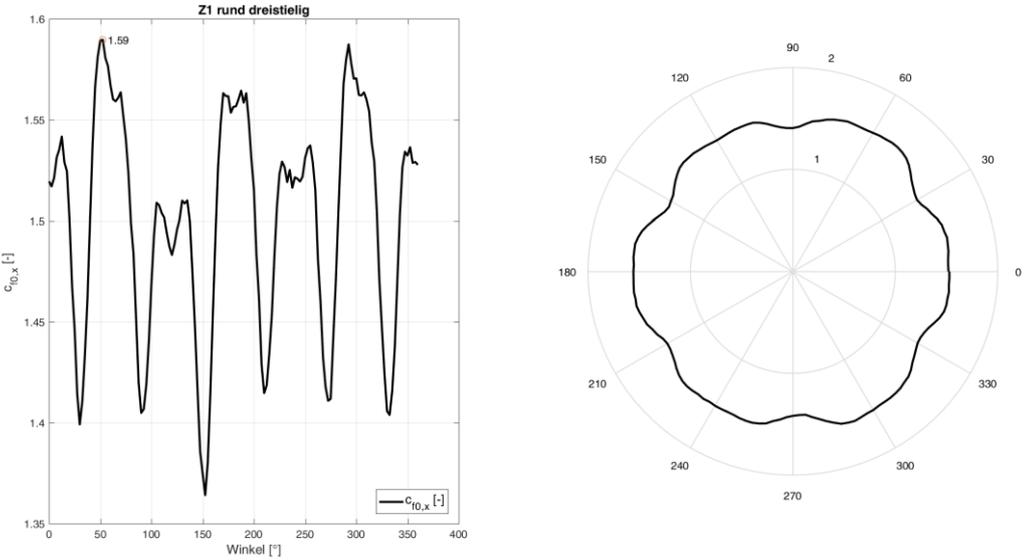


Abbildung 17-30 Richtungsabhängige Kraftbeiwerte $c_{f,0}$ für das Fachwerk „Z1“
 Figure 17-30: Direction dependent force coefficients $c_{f,0}$ for section „Z1“

G Standardabweichung kreisrunder Profile (dreistiellig) Standard deviation round profiles

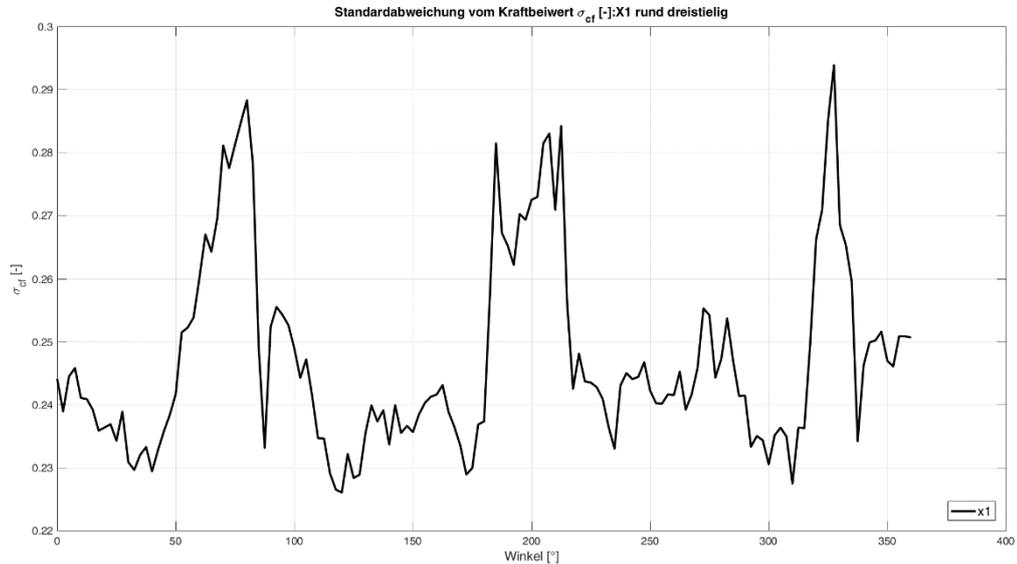


Abbildung 17-31 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „X1“

Figure 17-31: Direction dependent standard deviation for section „X1“

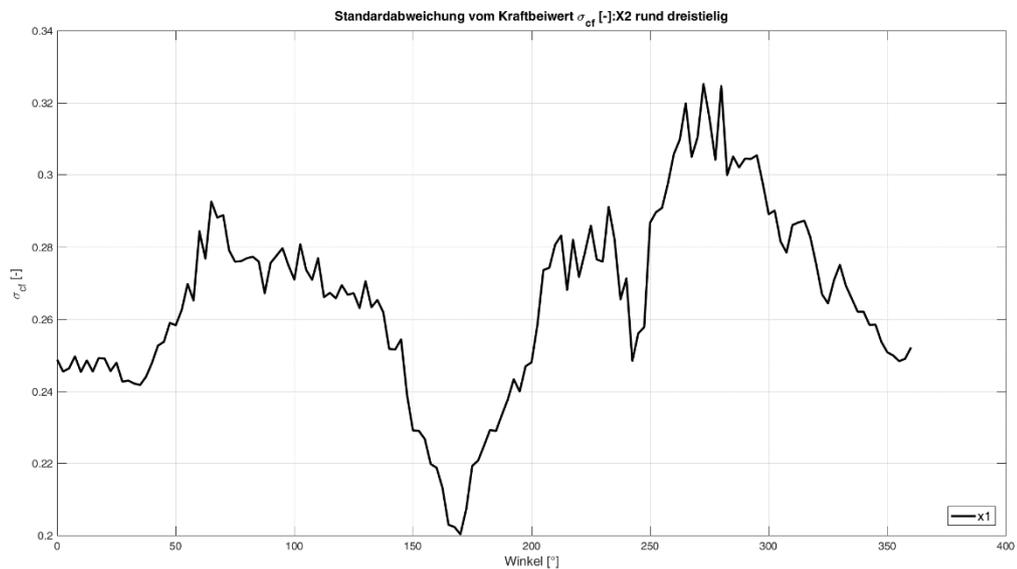


Abbildung 17-32 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „X2“

Figure 17-32: Direction dependent standard deviation for section „X2“

Anlage G Standardabweichung kreisrunder Profile (dreistiellig) Standard deviation round profiles

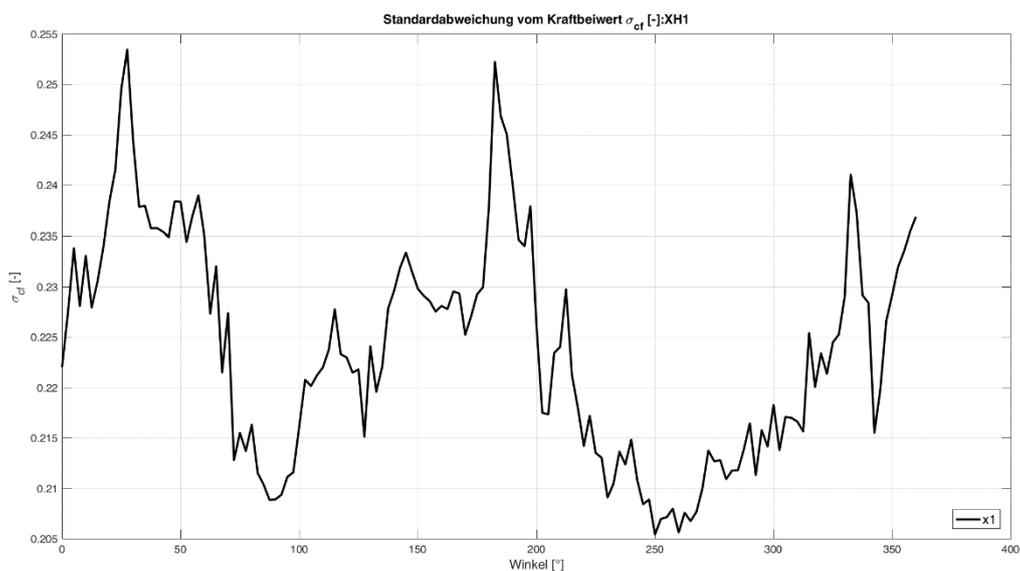


Abbildung 17-33 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „XH1“

Figure 17-33: Direction dependent standard deviation for section „XH1“

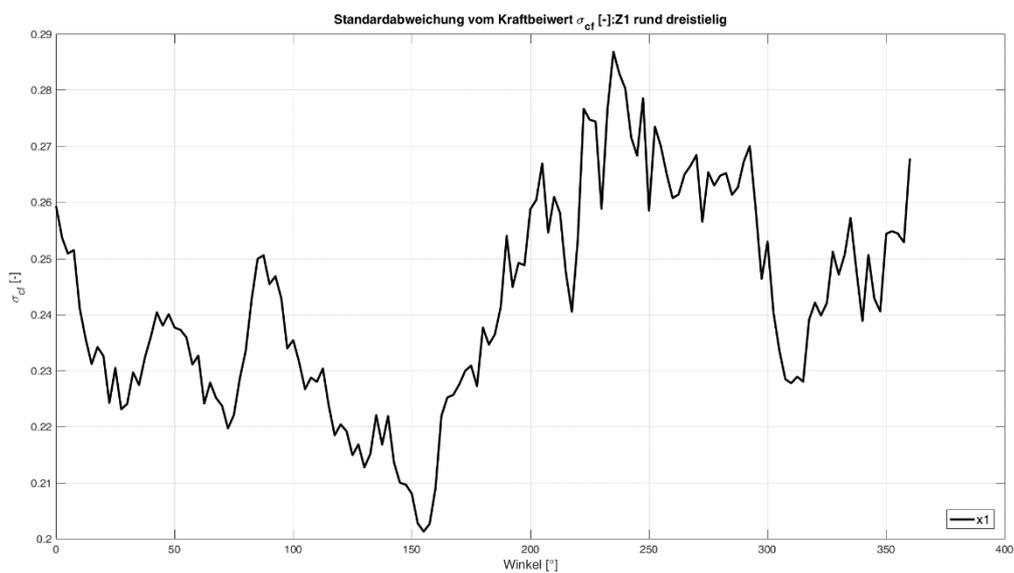


Abbildung 17-34 Richtungsabhängige Standardabweichung für das Fachwerk „Z1“

Figure 17-34: Direction dependent standard deviation for section „Z1“