

DISSERTATION

**Untersuchung von verglasten,
adaptiven, vorgespannten Seilfassaden
unter Windbeanspruchung**

Christine Flaig

Untersuchung von verglasten, adaptiven, vorgespannten Seilfassaden unter Windbeanspruchung

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart zur
Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von

Christine Flaig

aus Oberndorf am Neckar

Hauptberichter:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek
Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren
Universität Stuttgart

Mitberichter:

O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. MSc. Ph.D. Dr.phil. Dr.techn.
Konrad Bergmeister
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Universität für Bodenkultur Wien

Tag der mündlichen Prüfung: 03.12.2021

Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart

2021

Vorwort

Die hier vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart. Die Untersuchungen wurden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen der zweiten Förderphase der Forschergruppe FOR 981 „Hybride Intelligente Konstruktionselemente“ unterstützt.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek möchte ich ganz besonders Danken. Seine Anregungen und seine Unterstützung haben die Arbeit entscheidend geprägt.

Ich bedanke mich bei Herrn O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. MSc. Ph.D. Dr.phil. Dr.techn. Konrad Bergmeister herzlich für das Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des Mitberichts. Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Bischoff danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Meinen Kollegen am Institut danke ich für die gute Zusammenarbeit, insbesondere Oliver Gericke und Herrn Assenbaum.

Herrn Harry Wolfgang Jüdes danke ich ganz herzlich für die vielen konstruktiven und fachlichen Diskussionen.

Weiterhin gilt mein Dank meiner Familie für ihre Geduld und Unterstützung in dieser Zeit.



Kurzfassung

In dieser Arbeit wird eine Strategie für die Adaption sowie für die Bemessung von adaptiven, vertikal vorgespannten Seilfassaden mit Seilpaaren unter statischer Windbeanspruchung entwickelt. Aufgrund des nichtlinearen Tragverhaltens von Seiltragwerken wird zwischen Seilkraft- und Verformungsmanipulation differenziert.

In Anlehnung an verschiedene Sicherheitskonzepte wird ein Adaptionskonzept erarbeitet, welches sich allgemein auf adaptive Seilfassaden anwenden lässt. Bei diesem Konzept werden drei Modi (A, B und C) mit verschiedenen Böenwindgeschwindigkeitsbereichen für das adaptive Fassadensystem definiert.

- Modus A: das System ist passiv und der Lastabtrag erfolgt ohne Aktivierung der Aktoren
- Modus B: das System passt sich aktiv an die vorherrschende Beanspruchungssituation an, um die Verformungen normal zur Glasebene zu reduzieren
- Modus C: das System reduziert aktiv die Seilkräfte, um die Tragfähigkeit des Tragwerks bei außergewöhnlichen Beanspruchungen zu gewährleisten. Dieser Modus garantiert, dass das System bei einem Systemausfall oder eventuellen Störfällen in einen sicheren Zustand überführt wird.

Für vertikal vorgespannte Seilfassaden mit Seilpaaren werden verschiedene Adaptionmöglichkeiten an einem geeigneten Ersatzsystem (Simulationsmodell) mittels Finite-Elemente-Methode (FEM) analysiert. Dabei wird der Einfluss von Aktoren untersucht, die parallel und senkrecht zur Seilachse angeordnet sind. Des Weiteren werden mehrere Optimierungsziele definiert und das Zusammenwirken der verschiedenen Aktorpositionen wird mittels Sensitivitätsanalyse bewertet. Auf diesen Ergebnissen aufbauend wird die Adaptionstrategie für vertikal vorgespannte Seilfassaden mit Seilpaaren hergeleitet. Mit dieser Strategie können für definierte Böenwindgeschwindigkeiten sowohl die Verformungen normal zur Glasebene auf ein Minimum reduziert werden als auch die Seilkräfte bei Extremereignissen so manipuliert werden, dass die Grenzzugkraft nicht überschritten wird.

Das Simulationsmodell wird experimentell validiert. Hierfür werden Versuche zur Verformungsadaption bei Winddruck an einem Prototyp eines adaptiven Fassadenmoduls durchgeführt.

Im Rahmen einer Fallstudie werden passive (konventionelle) und adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden mit Seilpaaren gegenübergestellt. Die Bemessung der passiven Fassaden erfolgt gemäß den gültigen Normen. Die Bemessung der adaptiven Fassaden erfolgt in Anlehnung an die gültigen Normen und wird entsprechend der Adaptionstrategie angepasst. Der betrachtete Standort ist Stuttgart. Auf Grundlage von statistischen Methoden wird die Verteilungsfunktion der Böenwindgeschwindigkeit und der Grenzwert der Böenwindgeschwindigkeit für die einzelnen Modi berechnet. Die Grenzwerte werden zur Bemessung der adaptiven Systeme herangezogen.

Die Systeme werden hinsichtlich des Tragverhaltens und der energetischen Aspekte miteinander verglichen. Hierbei werden die Verformungen normal zur Glasebene, die Seilkräfte sowie der Materialeinsatz ausgewertet.

Abstract

The purpose of this dissertation is the development of a strategy for the adaptivity and structural design of adaptive glass facades with vertically prestressed paired cables that are subjected to wind loads. Due to the nonlinear load-bearing behaviour of cable structures a differentiation is made between the manipulation of cable forces and the control of deflections perpendicular to the glazing surface.

Based on different safety concepts, an adaptivity concept is developed which is generally applicable to glass facades with prestressed cables. In this concept, three system modes are defined (A, B, and C) for different ranges of wind gust speeds:

- Mode A: The system is passive, and the load transfer takes place without activation of the actuators.
- Mode B: The system actively adapts to the prevailing loads in order to achieve a minimal horizontal deflection of the glazing surface.
- Mode C: The system actively adapts to reduce the cable forces in order to guarantee the load-bearing capacity of the structure under extreme loads. This mode ensures that the system is in a fail-safe state in case of an outage or failure of the active control system.

Different adaptivity approaches for glass facades with vertically prestressed paired cables are analysed using the finite element method and an equivalent static system. The influence of actuators acting parallel and perpendicular to the cable axis are investigated. Several optimization targets are then defined, and the interaction of different actuator positions is evaluated using a sensitivity analysis. Based on these results, an adaptivity strategy for adaptive glass facades with vertically prestressed paired cables is derived. With this strategy, the deflections perpendicular to the glazing surface can be reduced to a minimum for defined wind gust speeds, and the cable forces can be manipulated during extreme loading to ensure that the tension load limit is not exceeded.

The simulation model is validated experimentally by performing deflection adaptivity tests on a prototype of an adaptive facade module under wind load.

As part of a case study, passive (conventional) and adaptive glass facades with vertically prestressed paired cables are compared. The passive facade is designed in accordance with the applicable codes and standards. The design of the adaptive facade is based on the applicable codes and standards and adjusted according to the adaptivity strategy. The location considered for the study is Stuttgart. Based on statistical methods, the distribution function and the limit values of the wind gust speed for the individual modes are calculated. The limit values are then used for the design of adaptive systems.

Finally, the load-bearing behaviour and the energy aspects of both passive and adaptive systems are compared and evaluated with respect to the deflection perpendicular to the glazing surface, the cable forces, and the total material requirement.



Inhaltverzeichnis

Vorwort	iii
Kurzfassung	v
Abstract	vii
1 Einleitung	1
1.1 Motivation.....	1
1.2 Problemstellung.....	1
1.3 Zielsetzung.....	3
1.4 Gliederung.....	3
2 Seilfassaden	5
2.1 Historische Entwicklung von Seilfassaden	7
2.2 Mechanische Eigenschaften und Tragverhalten von Seilfassaden	30
2.2.1 Mechanische Eigenschaften von Seilen	30
2.2.2 Statisches Tragverhalten von Seilen.....	31
2.2.3 Dynamisches Tragverhalten.....	33
3 Adaptive Tragwerke	36
3.1 Statische und dynamische Adaption	36
3.2 Sicherheitskonzepte	40
3.3 Beurteilung der Effizienz	41
4 Windeinwirkungen	43
4.1 Die Natur des Windes	43
4.2 Wind im Bauwesen	46
4.3 Statistische Methoden	50
4.3.1 Approximation der Grundgesamtheit.....	51
4.3.2 Extremwertanalysen	53
4.3.3 Autokorrelation	54
4.3.4 Energiespektrum	56
4.4 Aktuelle Forschungen.....	58
5 Entwicklung einer Adaptionstrategie	60

5.1	Adaptionskonzept	60
5.2	Optimierung	62
5.2.1	Optimierungsverfahren.....	62
5.2.2	Problembeschreibung.....	63
5.3	Adaptionsmöglichkeiten von vertikal vorgespannten Seilfassaden	65
5.4	Sensitivitätsanalyse zur Reduktion der Optimierungsvariablen	73
5.4.1	Vorgehen	73
5.4.2	Sensitivität der Optimierungsvariablen	74
5.5	Adaptionsstrategie	76
6	Experimentelle Validierung der Verformungsadaption	77
6.1	Beschreibung des Prototyps	77
6.2	Versuchsaufbau	82
6.3	Modellabgleich	84
6.4	Versuchsdurchführung	86
6.5	Validierung der Verformungsadaption	88
7	Fallstudie: Untersuchung aktiver und passiver Seilfassaden	91
7.1	Systemaufbau	91
7.2	Strukturanalyse und Optimierung	94
7.3	Einwirkungen	98
7.3.1	Lastkombinationen	98
7.3.2	Ständige Lasten und Nutzlasten	98
7.3.3	Anwendung der Winddatenanalyse auf den Standort Stuttgart	99
7.3.4	Windlasten	100
7.3.5	Temperaturänderungen	103
7.4	Verformungsbegrenzungen	104
7.5	Ergebnisse der statischen Analyse der Seilfassadensysteme	104
7.5.1	Bemessung der passiven Fassadensysteme (F1-P, F2-P)	104
7.5.2	Bemessung der aktiven Fassadensysteme mit Seiltyp PE10 (F1-AI, F2-AI).....	105
7.5.3	Bemessung der aktiven Fassadensysteme mit Seiltyp PE 15 (F1-AII, F2-AII).....	106
7.5.4	Zusammenfassung.....	107
7.6	Vergleich des Tragverhaltens	108
7.6.1	Gegenüberstellung der Systeme im Modus B bei Windsog	108
7.6.2	Gegenüberstellung der Systeme im Modus B bei Winddruck.....	111
7.6.3	Gegenüberstellung der Systeme im Modus C bei Windsog.....	114
7.7	Energetische Betrachtung	117
7.7.1	Allgemeines Vorgehen	117
7.7.2	Ergebnisse der Ökobilanz.....	118
7.8	Diskussion	123

8	Zusammenfassung und Ausblick	124
8.1	Zusammenfassung	124
8.2	Ausblick.....	127
A	Weitere Konstruktionszeichnungen des Prototyps.....	129
B	Ergänzende Ergebnisse der experimentellen Validierung	132
C	Ermittlung der Verteilungsfunktion der Böenwindgeschwindigkeit	136
C.1	Extremwertanalyse	136
C.2	Verteilungsfunktion nach Weibull	140
D	Überprüfung der quasi-ständigen Windbeanspruchung	142
D.1	Autokorrelation	142
D.2	Verfahren nach Davenport	143
E	Validierung des FE-Modells der Glasscheibe mit Klemmhalter.....	144
F	Glasbemessung	147
G	Ökologische Bilanzierung	148
G.1	Masseströme.....	148
G.2	Ergänzende Ergebnisse der Ökobilanz	150
	Literatur	152
	Bezeichnungen und Symbole.....	161
	Abbildungsverzeichnis.....	164
	Tabellenverzeichnis.....	169
	Diagrammverzeichnis.....	171



1 Einleitung

1.1 Motivation

Seit Jahrzehnten streben Architekten und Ingenieure nach der Entmaterialisierung der Gebäudehülle. Die Entwicklungen im Leichtbau seit den sechziger Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts führten zu hocheffizienten Fassadensystemen. Einen Höhepunkt stellen Seilkonstruktionen dar. Inzwischen können verglaste Seilfassaden mit einem Höchstmaß an Transparenz und minimalem Materialeinsatz realisiert werden.

Den nächsten Entwicklungsschritt stellen Konstruktionen dar, welche unmittelbar auf äußere Einwirkungen reagieren, sogenannte adaptive Systeme. Diese passen sich aktiv an die vorherrschende Belastungssituation an, mit dem Ziel, die geforderte Tragfähigkeit durch eine Anpassung des Lastabtrags zu gewährleisten.

Die Materialreduktion am gesamten Bauwerk ist nicht nur aus architektonischer Sicht erstrebenswert, sondern eine ökologische Notwendigkeit, da das Bauwesen einer der ressourcenintensivsten Wirtschaftssektoren weltweit ist [1]. Heute übersteigt der weltweite Ressourcenbedarf die natürliche Regenerationsfähigkeit der Erde um ein Vielfaches [2]. Der demographische Wandel zeigt stetiges Wachstum der Bevölkerung und damit verbundene fortschreitende Urbanisierung. In den nächsten 30 Jahren müssen für ca. 2,2 Milliarden Menschen Infrastruktur sowie Wohn- und Arbeitsräume geschaffen werden [3]. Aufgrund der Ressourcenverknappung ist dies jedoch nicht mit Bauweisen nach dem heutigen Stand der Technik realisierbar. Es müssen deshalb neue Wege gefunden werden, um den Materialeinsatz im Bauwesen zu reduzieren. [4]

Die Forschungen im Bereich von adaptiven Stab- und Flächentragwerken bieten solch einen Ansatz. Verschiedene Autoren [5–9] zeigen, dass eine drastische Materialeinsparung im Tragwerk durch eine Manipulation des Lastabtrags erzielt werden kann.

Zusätzlich sind klimatisch bedingt weltweit Veränderungen bei den äußeren Lasten (Wind, Schnee, Eis, Temperatur) zu erwarten. Adaptive Tragwerke sind auch dabei optimal geeignet, um auf die Änderungen zu reagieren.

1.2 Problemstellung

Die Forschungen im Bereich von adaptiven Tragwerken, welche in Kapitel 3.1 vorgestellt werden, beziehen sich in erster Linie auf das Primärtragwerk von Gebäuden. Für das Sekundärtragwerk (hier Gebäudehülle), welches die horizontalen Lasten an das Primärtragwerk weiterleitet, gibt es nur vereinzelt Forschungen. Diese beziehen sich im Wesentlichen auf dynamische Beanspruchungen. Die Analyse des nichtlinearen Tragverhaltens unter statischer Beanspruchung von adaptiven Seilfassaden ist noch nicht Bestandteil von Forschungsarbeiten. Die nichtlineare Kinematik von Seiltragwerken führt jedoch zu Problemen, welche sich von Stab- und Flächentragwerken gänzlich unterscheiden.

Verglaste Seilfassaden ermöglichen es, Gebäudehüllen mit hoher Transparenz zu realisieren, jedoch ergeben sich dabei folgende Probleme, die berücksichtigt werden müssen:

Seilkonstruktionen besitzen nahezu keine eigene Biegesteifigkeit, weshalb große Verformungen (Durchbiegungen) normal zur Fassadenebene von Bedeutung sind. Diese Verformungen wirken sich einerseits kritisch auf das Nutzerempfinden aus, andererseits beeinflussen sie je nach Glashalterausbildung das Tragverhalten der Glasscheiben erheblich. Relativverformungen der Lagerpunkte der einzelnen Glasscheiben führen zu Zwangsbeanspruchungen in den Glasscheiben – sogenannte Verwindungen. Diese entstehen in den Eck- und Randbereichen sowie bei partieller Flächenbeanspruchung, die zu unterschiedlichen horizontalen Verformungen der benachbarten Seile führt.

Die horizontalen Verformungen der gesamten Fassade können durch Vorspannung der Seile reduziert werden. In der Folge sinkt die Beanspruchung in den Glasscheiben. Ein Nachteil ist jedoch, dass die Ränder (Auflagerbereiche) der Fassade zusätzlich hoch belastet werden, was in ungünstigen Fällen dazu führen kann, dass die Transparenz der Fassade in diesen Bereichen eingeschränkt wird. Weitere Möglichkeiten, um die Fassadenverformungen zu reduzieren sind beispielsweise:

- Erhöhung des E-Moduls der Seile
- Vergrößerung der Seilfläche
- Erhöhung der Vorspannkraft in den Seilen
- Umlenkung der Seilkraft (beispielsweise Seilbinder)
- Verwendung von Seilpaaren
- Doppeltgekrümmte Fassadenflächen

Die Fassadenfläche entspricht i.d.R. einem Flächentragwerk, welches normal zu seiner Ebene durch Wind belastet wird. Die daraus resultierenden Verformungen sind erheblich und für die Auslegung des Systems ist die genaue Kenntnis der Verteilung dieser Windlasten auf der Fassadenfläche notwendig. Deshalb wird die Verteilung sowie die Größe der Windlasten auf der Fassadenfläche in dieser Arbeit intensiv untersucht.

Temperaturänderungen können sich – je nach Konstruktion – erheblich auf die Vorspannkraft auswirken. Verschiedene Systeme ermöglichen es, auf die Temperaturänderungen zu reagieren und die Vorspannung konstant zu halten. Die Einflüsse von Temperaturänderungen fließen deshalb ebenfalls in die Untersuchungen mit ein.

Die Richtung der Vorspannung kann sowohl horizontal, vertikal als auch kombiniert erfolgen und hat ebenfalls einen Einfluss auf das Ausmaß der Verformungen.

Die Fassadenrandbereiche, die quer zur Seilachse verlaufen erhalten sehr große Kräfte aus den Seilen. Dies sind bei vertikal verlaufenden Seilen i.d.R. Dachränder, Dachbinder oder Decken von darüberliegenden Geschossen und die Fundamente. Für horizontale Seile sind es z.B. bei Gebäuden mit Rechteckgrundriss die Außenwände oder Stützen, die die aus den Seilkräften resultierenden Horizontallasten aufnehmen müssen.

Bei den hier durchgeführten Analysen werden ausschließlich vertikal vorgespannte Seilfassaden betrachtet. Die Beeinflussung der Vorspannung infolge eventueller Kriecheffekte der anschließenden Konstruktion werden dabei berücksichtigt.

Das dynamische Verhalten von Seilfassaden ist abhängig von der Vorspannkraft und von den auftretenden Lasten. Bei konventionellen Seilfassaden sind i.d.R. aufgrund der hohen

Vorspannkraft keine dynamischen Effekte zu erwarten, jedoch erhöht sich bei Reduktion der Vorspannung die Schwingungsanfälligkeit des Systems, was wiederum zu Ermüdungseffekten führen kann. In dieser Arbeit werden die betrachteten Systeme auf ihre Schwingungsanfälligkeit hinsichtlich windinduzierter Schwingungen untersucht, auf das Ermüdungsverhalten wird nicht eingegangen.

Bei adaptiven Seilfassaden müssen zusätzlich die folgenden Punkte beachtet werden:

Zur Manipulation der Seilkraft und der Verformungen ist die Ermittlung der Stellwege der Aktoren erforderlich. Hierfür sind geeignete Optimierungsalgorithmen notwendig, die das nichtlineare Tragverhalten von Seilfassaden berücksichtigen.

Seit Beginn der Forschungen im Bereich adaptiver Tragwerke stellen sich Wissenschaftler die Frage nach der Sicherheit adaptiver Systeme. Die aktuell gültigen Normungen im Bauwesen sind ausschließlich auf passive Tragwerke anwendbar. In einigen Forschungsarbeiten wird als mögliches Vorgehen, um die notwendige Sicherheit zu gewährleisten, das sogenannte „Fail-Safe-Concept“ beschrieben. Die in dieser Arbeit erarbeitete Adaptionstrategie beachtet den Sicherheitsaspekt und orientiert sich dabei an bestehenden Normen aus verschiedenen Bereichen.

1.3 Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung einer Adaptionstrategie für adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden unter Windbeanspruchung. Es sollen verschiedene Möglichkeiten zur Manipulation von Seilfassaden unter Berücksichtigung des nichtlinearen Tragverhaltens erarbeitet werden und dann hinsichtlich der Reduktion der Seilkräfte und der horizontalen Verformungen verglichen und bewertet werden. Bei der Verformungsreduktion wird eine quasi Nullverformung in der Glasebene angestrebt, ohne die Vorspannungen signifikant zu erhöhen.

Des Weiteren soll das Potenzial adaptiver Seilfassaden unter Windbeanspruchung aufgezeigt werden. Die adaptiven Seilfassaden werden den konventionellen (passiven) Seilfassaden hinsichtlich ihrer statischen und ökologischen Aspekte gegenübergestellt.

1.4 Gliederung

Kapitel 2 behandelt zunächst Geschichtliches über das Bauteil Seil und den Werkstoff Glas und deren Einsatz in verschiedenen Bereichen. Gefolgt werden diese Ausführungen von Weiterentwicklungen zum modernen Glasbau im 19. Jahrhundert und dem Leichtbau im 20. und 21. Jahrhundert mit vorgespannten Konstruktionen als derzeitigem Höhepunkt der Ingenieurskunst. Die Konstruktionen diverser verglaste Seilfassaden werden beschrieben und es wird dokumentiert, wie der Werkstoff Glas zunehmend in das Gesamttragverhalten integriert wird. Anschließend werden die mechanischen Eigenschaften und das statische und dynamische Tragverhalten von Seilen beschrieben.

Die wesentlichen Forschungsarbeiten von adaptiven Systemen im Bauwesen werden in Kapitel 3 zusammengefasst. Dabei wird auf die Aspekte der statischen und dynamischen Adaption, der Frage nach der Sicherheit und auf die ökologische Beurteilung eingegangen.

Kapitel 4 untersucht die Windbeanspruchung als maßgeblichen Einfluss auf Seilfassaden. Zunächst werden die im Bauwesen verwendeten Ansätze sowie statische Methoden zur Ermittlung der Windbeanspruchung beschrieben. Des Weiteren sind für adaptive Tragwerke die aktuellen Forschungen, welche sich mit der Erfassung der Momentanwindgeschwindigkeit befassen, relevant, da sie effizienter ausgelegt werden können, wenn die vorherrschenden Einwirkungen bekannt sind bzw. in Echtzeit erfasst werden können.

In Kapitel 5 wird in fünf Arbeitsschritten die Entwicklung einer Adaptionstrategie für vertikal vorgespannte Seilfassaden mit Seilpaaren vorgestellt:

Kapitel	Arbeitsschritt
5.1	Erarbeitung eines allgemeinen Adaptionskonzepts für adaptive Seilfassaden
5.2	Beschreibung der Optimierungsprobleme
5.3	Untersuchung verschiedener Adaptionmöglichkeiten
5.4	Reduktion der Optimierungsvariablen in Abhängigkeit des Optimierungsproblems
5.5	Implementierung der Ergebnisse in das Adaptionskonzept und Ableitung einer Adaptionstrategie

Kapitel 6 behandelt die experimentelle Validierung der Ergebnisse zur Minimierung der Verformungen normal zur Glasebene infolge Winddruck. An einem Prototyp eines adaptiven Fassadenmoduls werden die horizontalen Verformungen im passiven und aktiven Zustand gemessen und mit den Ergebnissen des Simulationsmodells verglichen.

In Kapitel 7 werden adaptive und passive Seilfassaden in einer Fallstudie gegenübergestellt und die Adaptionstrategie für den Standort Stuttgart hergeleitet. Die Dimensionierung der Systeme erfolgt ausschließlich für die Fassaden und deren Auflagerbereiche. Abschließend werden die Systeme einer Ökobilanz unterzogen.

Die Ergebnisse sowie der weitere Forschungsbedarf werden in Kapitel 8 zusammengefasst.

2 Seilfassaden

In der Geschichte der Architektur war immer schon das Streben nach Transparenz spürbar. Durch die Entwicklung von Seilfassaden wurde im 20. Jahrhundert endlich die Realisierung hochtransparenter gläserner Gebäudehüllen ermöglicht.

In diesem Kapitel werden der historische Entwicklungsprozess und die technischen Aspekte der verschiedenen Seilfassadensysteme erläutert. Der Fokus der vorgestellten Fassaden liegt auf Glasfassaden, deren Tragsystem aus Seilen besteht. Ausführlich wird hier auf die geschichtliche Entwicklung der einzelnen Bauelemente – Glas und Seil – sowie verglaste Seilfassaden eingegangen. In weiteren Abschnitten werden das statische und dynamische Tragverhalten von Seilen sowie der aktuelle Stand der Forschung von Seilfassaden beschrieben.

Entsprechend Abbildung 1 wird die folgende Terminologie zur Differenzierung der verschiedenen Fassadentragssysteme verwendet.

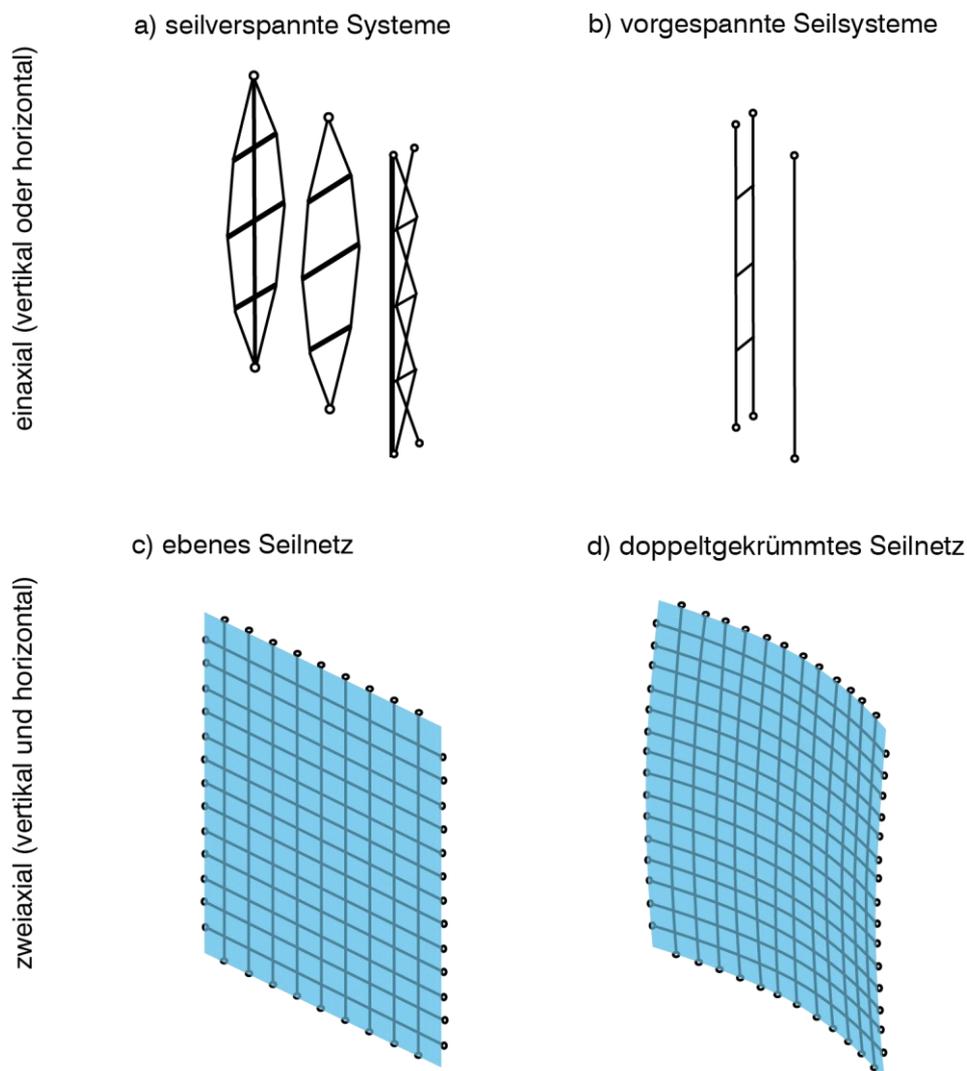


Abbildung 1: Terminologie verschiedener Fassadentragssysteme in Abhängigkeit des Lastabtrags, a) seilverspannte Systeme nach [10], b) vorgespannte Seilsysteme, c) ebenes Seilnetz, d) doppeltgekrümmtes Seilnetz

Bei einaxial verlaufenden Systemen, die vertikal oder horizontal spannen können, wird zwischen seilverspannten Systemen (Abbildung 1, a), die auch unter der Bezeichnung Seilbinder bekannt sind, und vorgespannten Seilsystemen (Abbildung 1, b) unterschieden.

Vorgespannte Seilsysteme können mit Einzelseilen oder mit Seilpaaren ausgeführt werden. Bei Seilpaaren werden im Folgenden Seile nahe der Glasebene, also dem Außenbereich, als vordere Seile und die zum Innenbereich des Gebäudes zugewandten als hintere Seile bezeichnet (Abbildung 2).

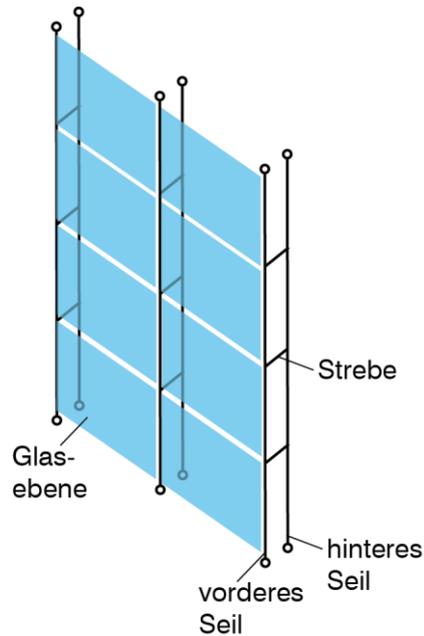


Abbildung 2: Fassadensystem mit Seilpaaren

Seilnetze, die zweiachial spannen, werden in ebene (Abbildung 1, c) und doppeltgekrümmte Seilnetze (Abbildung 1, d) unterteilt. Die doppeltgekrümmten Seilnetze können sowohl mit Vierecksmaschen als auch mit Dreiecksmaschen ausgeführt werden.

2.1 Historische Entwicklung von Seilfassaden

Die Entstehung der Bauelemente Seil und Glas reicht zurück in die Ur- und Frühgeschichte der Menschheit und wird im Folgenden unter Beachtung der jeweils prägnantesten Entwicklungsschritte aufgeführt.

Steinzeit

In der Steinzeit wurden Kletter- und Schlingpflanzen für einfache Seilkonstruktionen wie Hängematten eingesetzt [11]. Obsidian, natürliches Glas, wurde schon in dieser Zeit für Schneidewerkzeuge und Waffen verwendet [12].

Altes Ägypten

Auf Grabsteinen aus dem Alten Ägypten wird die Herstellung von Naturfaserseilen dargestellt [13], vgl. Abbildung 3. Nach Kenyon [14] wurden Seile schon 3000 v. Chr. für die Segel von Booten genutzt. Dies bedeutet, dass schon vor 5000 Jahren die hohe Zugbeanspruchbarkeit von Seilen erkannt und genutzt wurde. In dieselbe Epoche wurden Funde von Glasperlen in ägyptischen Königsgräbern datiert, die die erste organisierte Fertigung von Glas belegen [12].



Abbildung 3: Grab von Khaemwaset, Werkzeuge zur Seilherstellung [13, S. 79]

2. Jahrhundert v. Chr.

Es ist bekannt, dass schon 215 v. Chr. eine der ersten Seilbrücken mit Seilen aus Bambus im Südwesten des heutigen Chinas gebaut wurde. Diese Seilbrücke bestand aus gespannten Tragseilen, auf die eine Holzbeplankung gelegt wurde. Darüber hinaus belegen Schriften, dass schon 100 v. Chr. Hängebrücken im Himalaya existierten. [15]

Römisches Reich

Ihren ersten Höhepunkt erlebte die Glasherstellung während der Zeit des Römischen Reiches noch vor der Kaiserzeit [12]. Schon damals wurde erkannt, dass der Einsatz von Glas in Gebäudeöffnungen Schutz vor Witterung bot und trotzdem Lichteinfall ermöglichte [16]. So dokumentieren Ausgrabungen in Pompeji, dass schon 79 n. Chr. Fenster- und Spiegelscheiben aus Glas hergestellt wurden [12].

1. – 18. Jahrhundert

In den folgenden Jahrhunderten wurden verschiedene Glasherstellungstechniken wie das Mondglas- und das Zylinderblasverfahren entwickelt, wodurch die Glasqualität stets

verbessert und die ausführbaren Größen der Glasscheiben kontinuierlich erhöht werden konnten [12, 16].

Bei der Herstellung von Seilen sind in dieser Zeit keine nennenswerten Fortschritte dokumentiert, jedoch befasste sich die Wissenschaft mit der Statik des Seils.

In seinem Hauptwerk der „Discorsi e dimostrazioni matematiche“ von 1638 untersucht Galileo Galilei die Zugfestigkeit von Kupferdrähten. Er nahm fälschlicherweise an, dass die Kurve einer Kette, die zwischen zwei Nägeln hängt, eine Parabel beschreibt [17, 18]. 1691 publizierten Gottfried Wilhelm Leibniz, Christian Huygen und Johannes Bernoulli unabhängig voneinander ihre korrekten Lösungen für die Kettenlinie (Katenoide), die den Durchhang des Seils unter Belastung in Gravitationsrichtung beschreibt [19, 20]. Diese Berechnungen stellen erste mathematische Voraussetzungen für den baulichen Einsatz von Seilen im großen Rahmen dar.

19. Jahrhundert

Die Industrialisierung zu Beginn des 19. Jahrhunderts ermöglichte den gleichzeitigen Einsatz von Eisen und Glas und revolutionierte den Gewächshausbau – die Geburtsstunde des modernen Glasbaus.

Ursprünglich gehörten Gewächshäuser als Statussymbol zu jedem ordentlichen aristokratischen Garten. Mit der Entwicklung des Baustoffs Eisen wurden mit der Zeit immer größere Gebäude möglich. Dies verlagerte Vergnügungsarten, die zuvor in den Straßen der Städte zu finden waren, unter eine Glashülle zwischen einer Mannigfaltigkeit exotischer Pflanzen. Die Kommerzialisierung dieser Pflanzenparadiese in Wintergärten läuteten den Beginn der Vergnügungsindustrie im 19. Jahrhundert ein. Sie kompensierten einerseits den Verlust der Flora und Fauna in den Städten, andererseits demonstrierten sie auch deren Beherrschung und Zähmung durch den Menschen. [21]

Ingenieure und Gärtner konstruierten die beliebten Glashäuser mit einem filigranen Eisenskelett, welches durch Glasscheiben ausgesteift wurde. Die auf Grund der Lichtverhältnisse erforderlichen dünnen Eisenprofile waren erst durch die neuen industriellen Fertigungsverfahren möglich. Verbesserte Schmelzprozesse in den Hochöfen und verbesserte Herstellverfahren von Guss- und Schmiedeeisen ermöglichten Profile mit gleichbleibender Qualität, gleichem Querschnitt und hoher Stückzahl.

Da es sich bei den Gewächshäusern anfangs nicht um Gebäude für den dauerhaften Aufenthalt von Personen handelte, konnten sich die Ingenieure weitgehend unabhängig von den damals gültigen Bauvorschriften entfalten. Ausschlaggebend für die Form und Gestaltung des Gebäudes waren lediglich technische Notwendigkeiten und die von John Claudius Loudon aufgestellten Bedingungen zur Gewährleistung des maximalen Lichteinfalls [22]. Als beeindruckendstes Gebäude dieser Zeit gilt Joseph Paxtons Kristallpalast, den er mit seiner mehr als 20-jährigen Erfahrung im Gewächshausbau für die erste Weltausstellung im Hyde Park in London 1851 in nur sechs Monaten Bauzeit fertigstellte (Abbildung 4). [21, 22]



Abbildung 4: Kristallpalast von Joseph Paxton im Hyde Park, oben und unten links: Außenansicht, unten rechts: Innenansicht [23, S. 78]

Joseph Paxtons Entwurf für die Weltausstellung im Londoner Hyde Park erfüllte alle vom Auftraggeber geforderten Bedingungen. Dies waren unter anderem eine frei überspannte Fläche von ca. 6,4 ha mit einer flexiblen Raumnutzung und einer kostengünstigen, demontierbaren Tragkonstruktion. Zur Realisierung verwendete er ein Konstruktionsraster von 24 Fuß (ca. 7,32 m), das auf der Länge der Glasscheiben von 4 Fuß (ca. 1,22 m) als modulares Einheitsmaß basierte. Mit diesem Konstruktionsraster war der Stützenabstand fest definiert und damit die effektive Spannweite der Träger der gusseisernen Tragkonstruktion konstant. Typisch für Paxton war, dass er die Querschnitte der tragenden Bauteile an den Kräfteverlauf anpasste. Um die lichte Spannweite der Träger und somit die Trägerlänge über alle 3 Geschosse konstant zu halten, passte er die Stützenquerschnitte in Abhängigkeit ihrer Belastung nur über die Wandstärke des Profils an. Die für das 1848 Fuß (ca. 563 m) lange und 408 Fuß (ca. 124 m) breite Gebäude verwendeten Anschlussdetails waren hoch effizient.

Sie ermöglichten einfachste Montage und zeugen von der für damalige Zeit hoch entwickelten Ingenieurskunst und dem Streben nach einer entmaterialisierten Gebäudehülle. [21, 22]

Im selben Jahrhundert entwickelte der Oberbergrat Wilhelm Albrecht, der Vorsitzende des Bergbauamtes in Clausthal, das erste geflochtene Drahtseil aus Schmiedeeisen für die Fördertechnik im Bergbau. Die bis dato eingesetzten Naturfaserseile wiesen nur eine geringe Einsatzdauer auf, jedoch kündigten sie ihr Versagen an, da der Verschleiß optisch ersichtlich war und sie konnten frühzeitig ersetzt werden. Stahlketten waren zwar langlebiger und robuster, jedoch versagten sie oft schlagartig. Albrechts Ziel war es, die Vorteile der beiden Fördermittel zu kombinieren. Nach ca. 10 Jahren Forschung kam 1834 das erste Mal ein aus drei Litzen (bestehend aus 4 Drähten) verdrehtes Drahtseil im Bergbau zum Einsatz (Abbildung 5). Die von Albrecht entwickelte Verdrehung der Litzen wird als Seilschlag bezeichnet. Aufgrund des Seilschlags erfolgt beim Versagen eines Drahtes eine Kraftumlagerung innerhalb des Drahtseils, wodurch ein Versagen des Seils angekündigt wird. In den folgenden Jahren wurde das Drahtseil weiterentwickelt und zunehmend von Ingenieuren verwendet. [24]

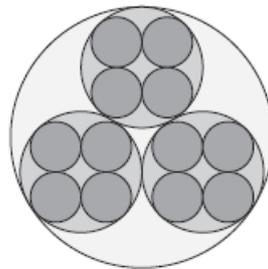


Abbildung 5: Querschnitt des ersten Drahtseils nach [24]

Einen weiteren Durchbruch bei der Drahtseilherstellung erreichte der Engländer James Horsfall. Er entwickelte ein Verfahren, das die Zugfestigkeit des Stahldrahtes um das Zweifache erhöhte. Im Rahmen dieses Verfahrens wird der Draht bei der Herstellung einer Wärmebehandlung, dem sogenannten patentieren unterzogen. 1854 erhielt Horsfall ein Patent und das Verfahren wird bis heute angewendet. 1883 wurden die damit gewonnenen hochfesten Stahldrähte das erste Mal für die Abspannseile der Brooklyn Bridge in New York City (Abbildung 6) eingesetzt, die von dem deutschen Ingenieur John Roebling konstruiert wurde. Dank der Dauerfestigkeitseigenschaften der hochfesten Stahldrahtseile mussten diese erst nach ca. 100 Jahren erneuert werden. [24]

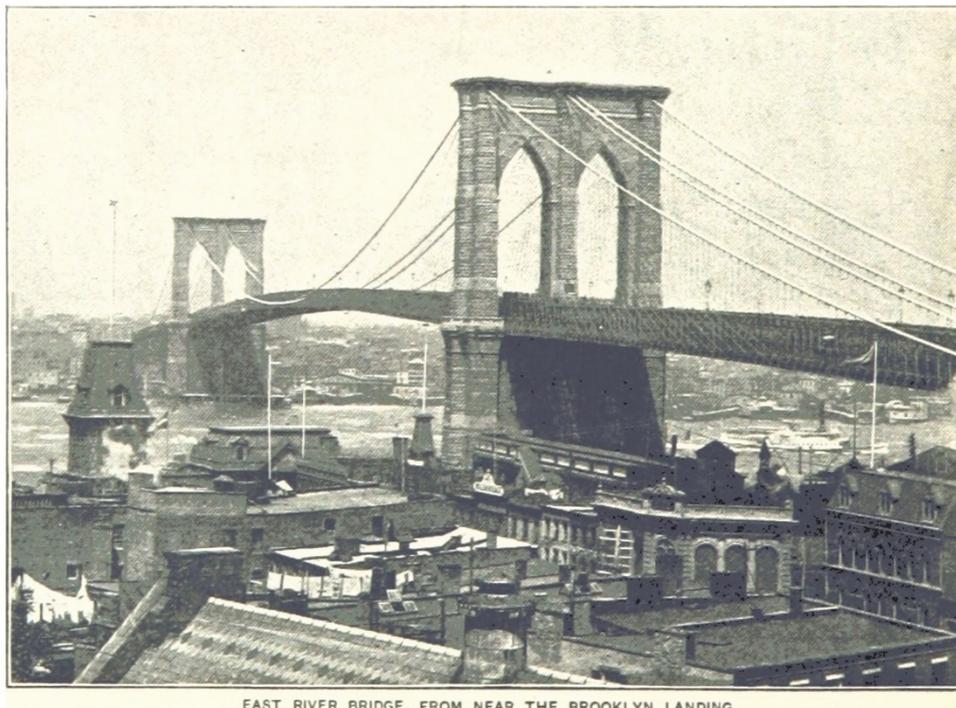


Abbildung 6: Brooklyn Bridge in New York 1893

20. Jahrhundert

Inspiziert von Hängebrücken machte Matthew Nowicki im Rahmen seiner innovativen Entwurfsskizzen für die Dorton Arena in Raleigh, North Carolina einen wesentlichen Schritt bei der Entwicklung von Seilnetz-dächern. Das Dach der ursprünglich für Viehauktionen geplanten Halle entwarf er als Sattelfläche. Diese Fläche entstand durch vorgespannte Seile, die orthogonal zueinander verliefen und an zwei sich in ihrem Tiefpunkt kreuzenden Bögen verankert wurden. 1953 wurde sein Entwurf von William Henley Deitrick und Fred N. Severud realisiert (Abbildung 7). [25]

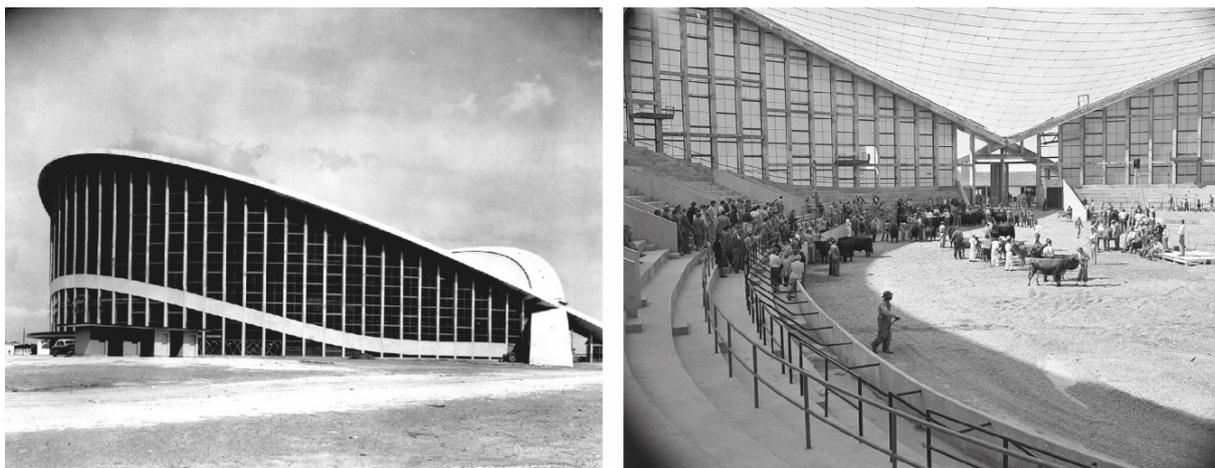


Abbildung 7: Raleigh Arena, links: Außenansicht, rechts: Innenansicht ohne Dacheindeckung © North Carolina State Archives

Die Effizienz von Seilnetzen wurde zwar früh erkannt und bei Zirkuszelten eingesetzt, um das Zelttuch bei großen Spannweiten zu unterstützen, jedoch setzten sich erst Frei Otto und Peter Stromeyer (Inhaber der Großbauzeltabteilung der Firma L. Stromeyer & Co. GmbH, Konstanz) mit der Konstruktion und ihrem Tragverhalten auseinander. Mit dem Bau des deutschen

Pavillons (Abbildung 8) auf der Expo 1967 im kanadischen Montreal beeinflusste der Architekt Rolf Gutbrod unter Mitarbeit von Frei Otto und Beratung von Peter Stromeyer die Weiterentwicklung von Seilnetzkonstruktionen signifikant. Das Seilnetz des deutschen Pavillons überspannte eine Fläche von ca. 10.000 m². Es hatte acht Hochpunkte mit einer Höhe von 14 bis 38 m. Die Netzseile waren Litzenspiralseile mit 12 mm Durchmesser, die in den Knotenpunkten mit Kreuzklemmen verbunden wurden. Die Rand-, Grat- und Augenseile bestanden aus 54 mm dicken Litzenspiralseilen. Als Eindeckung wurde ein beschichtetes Polyester-Schwergewebe verwendet. [26–28]



Abbildung 8: Deutscher Pavillon der Expo in Montreal 1967 (Quelle: ILEK, Bildarchiv)

Weiterhin prägten Ingenieure wie Jörg Schlaich, Fritz Leonhard, Klaus Linkwitz und John Argyris „die entscheidenden Ideen und Prinzipien für den Entwurf und die Konstruktion weitgespannter Flächentragwerke“ im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 64 „Weitgespannte Flächentragwerke“ der Universität Stuttgart [29]. In den 15 Jahren des Sonderforschungsbereichs von 1970 bis 1985 wurden die numerischen und analytischen Werkzeuge der Formfindung und Bemessung von Seilkonstruktionen entwickelt und präzisiert. [29]

Im Bereich des modernen Glasbaus machten Norman Foster und Ove Arup wichtige Entwicklungsschritte bei der Realisierung des Sainsbury Centers (Abbildung 9, links) in Norwich, England, das 1976 fertiggestellt wurde.

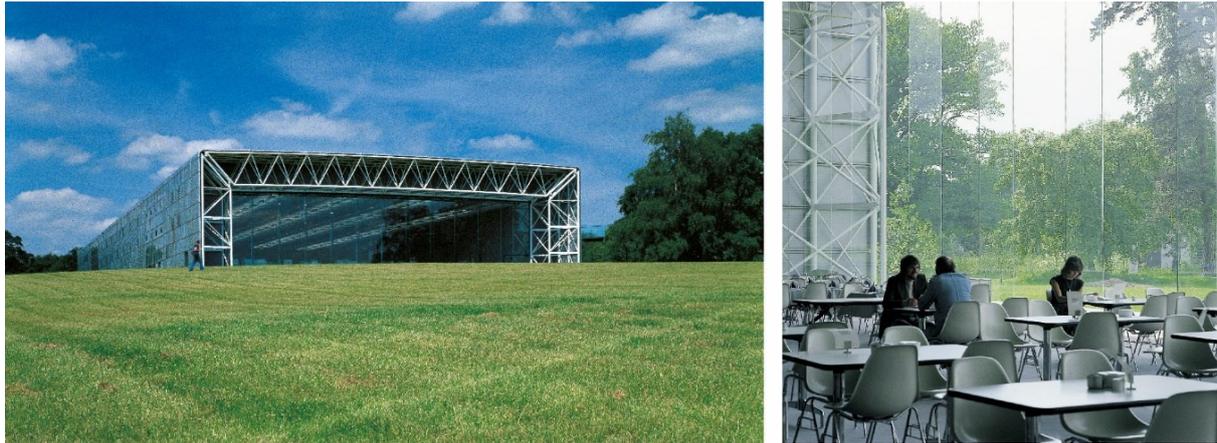


Abbildung 9: Sainsbury Center in Norwich UK, links: Außenansicht, rechts: Innenansicht mit Blick auf Glasschwerter © Fotografien: Ken Kirkwood, Foster and Partner

Die Idee des Auftraggebers, dass verschiedene Tätigkeitsbereiche in einem flexiblen Großraum ineinander übergreifen sollten, wurde umgesetzt: das Entwurfskonzept (Abbildung 10) des Museums vereint alle Funktionen unter einer Hülle. Vor allem wurde an den Stirnseiten des Gebäudes ein freier Blick in die Natur ermöglicht. Das dreidimensionale Raumfachwerk als Tragkonstruktion (Abbildung 9, links) erlaubt eine flexible Integration von Räumen. Die bis dahin größten Verbundsicherheitsglasscheiben von 7,5 m x 2,4 m zusammen mit erstmals vertikal verbauten Glasrippen als Stabilisierungselement garantierten höchste Transparenz der Fassade. Die Glasscheiben mussten aufgrund ihrer enormen Höhe seitlich gehalten werden, um ein Stabilitätsversagen zu vermeiden. [30–32]

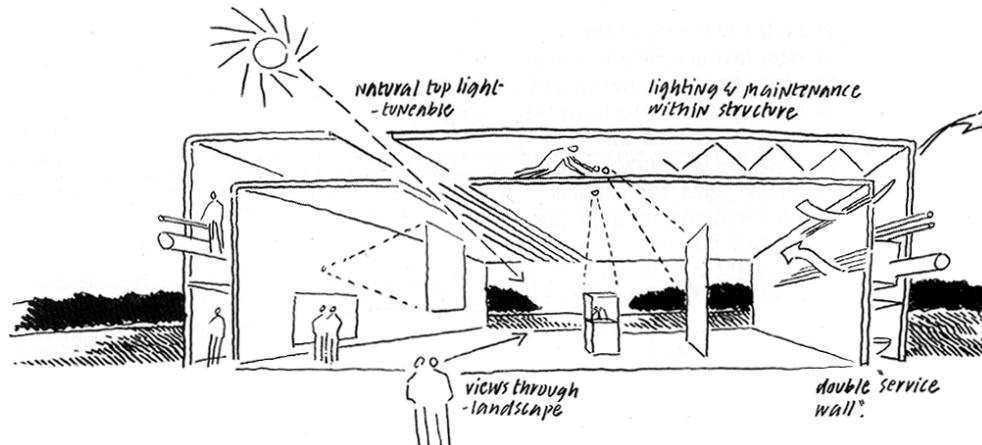


Abbildung 10: Entwurfskonzept des Sainsbury Centers ©Norman Foster, Foster and Partner

1986 kombinierte Frei Otto gemeinsam mit seiner Tochter, der Künstlerin Bettina Otto, erstmals Seile mit mineralischem Glas. Bei vorangegangenen Projekten wurde als Eindeckung von Seilnetzen Plexiglas verwendet. Im Zuge des Projekts des Diplomatischen Clubs in Riad entstanden mehrere Zeltkonstruktionen. Das kleinste, das sogenannte Heart Tent inmitten des Gartens, erhielt eine Glaseindeckung, die bemalt wurde und dadurch ein faszinierendes Lichtspiel im Innenraum erzeugte. [33]

Als erster Meilenstein für eine entmaterialisierte Gebäudehülle gilt inzwischen das 1986 fertiggestellte Museum für Wissenschaft und Technik im Parc de La Villette in Paris, das von dem Architekten Adrien Fainsilber geplant wurde und in der Südfassade drei Gewächshäuser integriert (Abbildung 11). Der Ingenieur Peter Rice entwickelte im Zuge dessen gemeinsam

mit Martin Francis und Ian Richie (RFR) die erste seilverspannte Glasfassade mit rahmenlosen Glasscheiben. [30, 34]

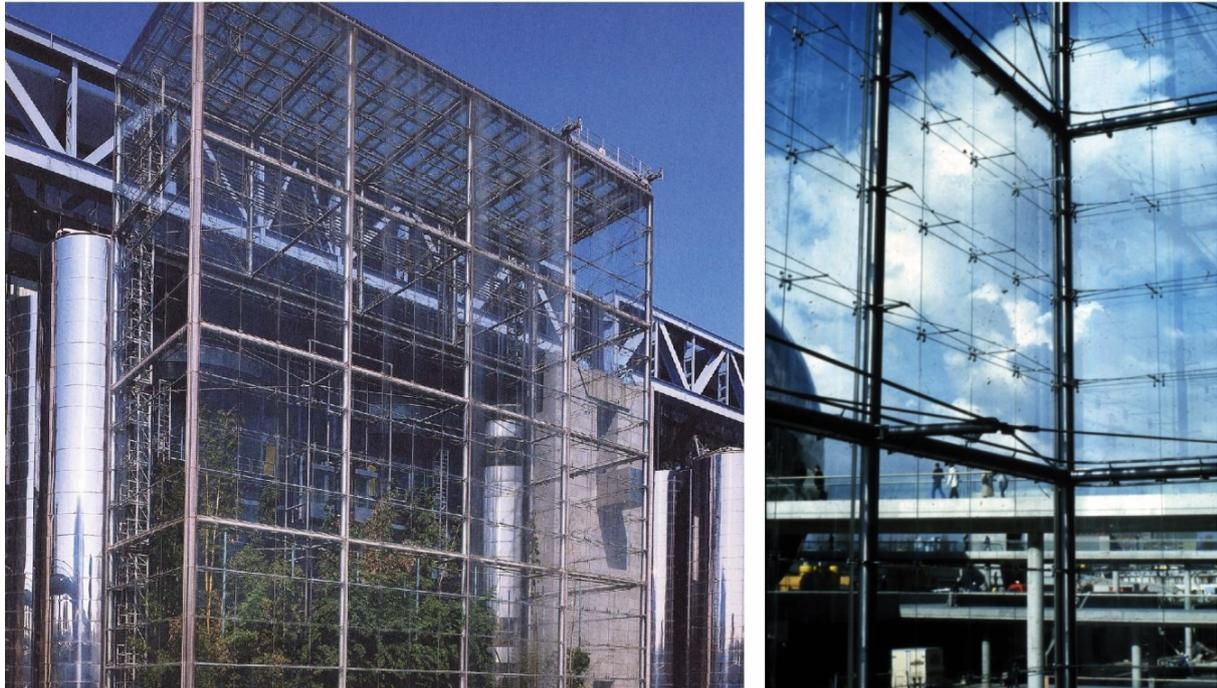


Abbildung 11: Gewächshäuser von La Villette, links: Außenansicht, rechts: Innenansicht © RFR

Das System der Gewächshäuser zeichnet sich durch die Hierarchisierung der tragenden Elemente sowie seinen klar definierten Lastabtrag aus.

Das übergeordnete Haupttragwerk der Gewächshäuser wurde als Stahlrahmenkonstruktion mit Stahlrundprofilen ausgebildet. Die Glastafel (Einheit aus 4 x 4 Glasscheiben) hängt an den Trägern der Stahlkonstruktion. Zur Aufnahme der horizontalen Windlasten, die normal zu den Glastafeln wirken, wurde ein Aussteifungssystem aus Seilen und sogenannten Schwingarmen gewählt (Abbildung 12), welches horizontal spannt und an die Pfosten des Haupttragwerks angeschlossen ist. [16, 34]

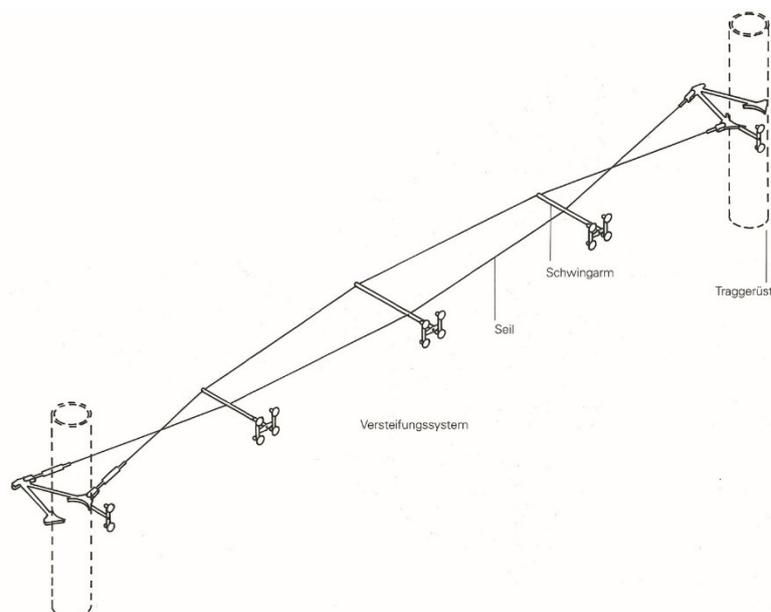


Abbildung 12: Horizontales Aussteifungssystem der Glasscheiben [16]

Die für dieses Projekt entwickelten Befestigungssysteme ermöglichen eine Lastweiterleitung von den untergeordneten in die übergeordneten Tragelemente ohne Zwängungen infolge Temperatur oder Verformungen. Abbildung 13 stellt die Beanspruchungsrichtungen der einzelnen Anbindungspunkte an den Glasscheiben einer Glastafel dar.

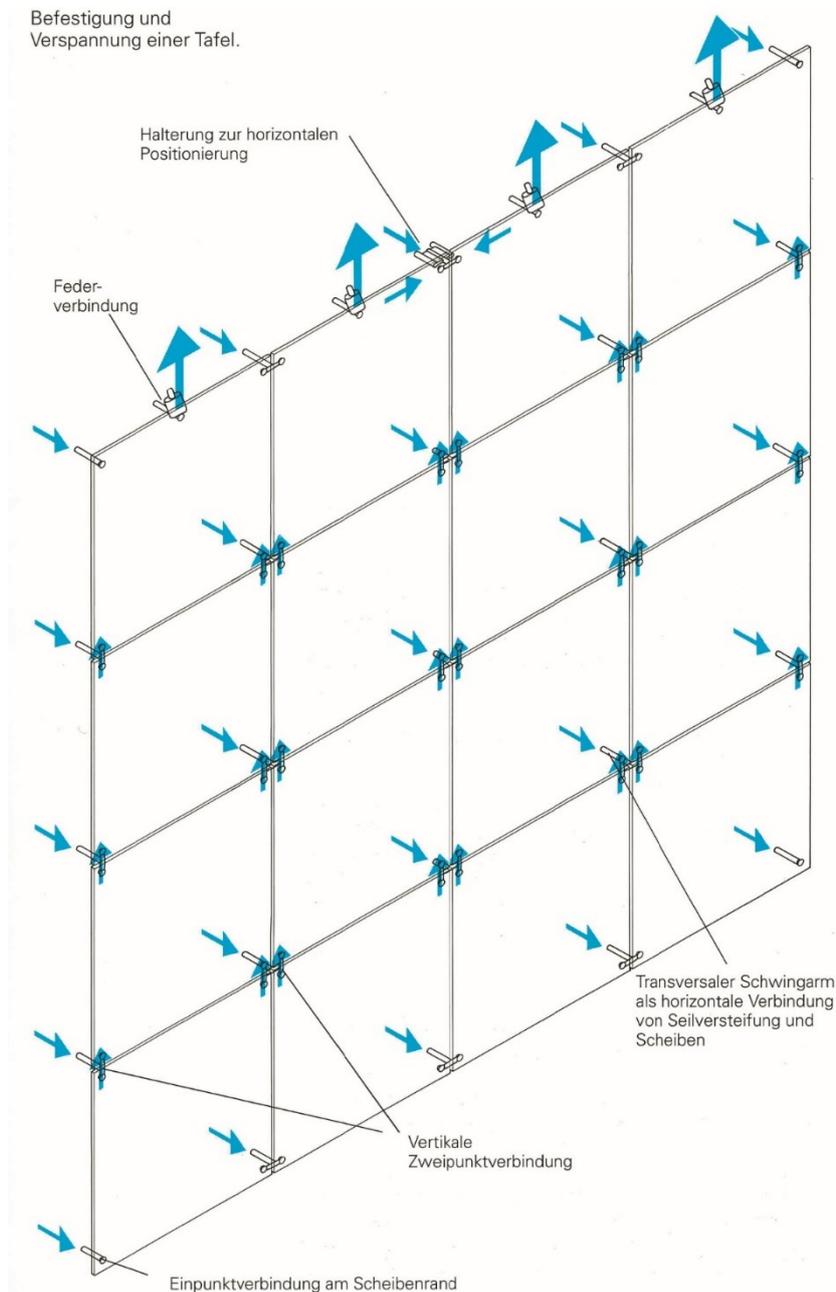


Abbildung 13: Befestigungssysteme einer Glastafel mit Beanspruchungsrichtung der einzelnen Anbindungspunkte [16]

Bei den Befestigungssystemen der Gewächshäuser ist der sogenannte Schmetterlingsknoten hervorzuheben. Um die 2 m x 2 m großen rahmenlosen Scheiben aus Einscheibensicherheitsglas (ESG) an das feingliedrige Seilaussteifungssystem der Fassade zu installieren, entwickelten die Ingenieure den in Abbildung 14 dargestellten Schmetterlingsknoten. Die Punkthalter werden mit Bolzen fixiert, die durch Bohrungen in den Ecken der Glasscheiben geführt werden. Der Anschluss wurde so konstruiert, dass ausschließlich Horizontallasten in das Aussteifungssystem geleitet werden. Die Vertikallasten werden in die darüberliegende Scheibe geleitet. [16]

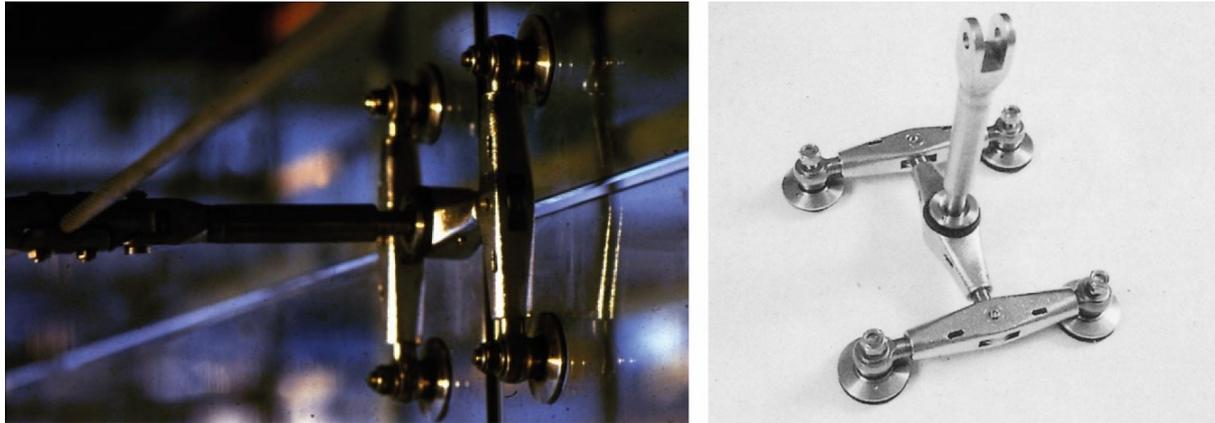


Abbildung 14: Schmetterlingsknoten © FRF

Für das Kempinski Hotel (heute Hilton Hotel) am Flughafen von München, das 1993 fertiggestellt wurde, plante der Architekt Helmut Jahn für die Hotelhalle, die zwischen zwei Baukörpern des Hotels entstehen sollte, eine Art hochtransparente „Screen-Wall“ (Abbildung 15, links) [35]. Im Zuge dessen entwickelte der Ingenieur Jörg Schlaich 1989/90 erstmals eine vorgespannte ebene Seilnetzfassade mit offenen Spiralseilen. Die beiden Baukörper, die Dachkonstruktion und die Anschlüsse im Boden fungieren als Rahmen, der die Vorspannkraft und horizontalen Windlasten aufnimmt [36]. Die Spiralseile mit einem Durchmesser von 22 mm wurden in horizontaler Richtung mit jeweils 75 kN und in vertikaler Richtung jeweils mit 25 kN vorgespannt. [36, 37]

Bei diesem System wird die Spannung in den Seilen gleichmäßig wie bei einer Membran verteilt, sodass keine Spannungskonzentration entsteht. Die Verformungen in beiden Seilachsen sind parabelförmig bei einer konstanten Flächenbelastung, die normal zur Glasebene wirkt. Dies ist für die Glasscheiben von Vorteil, da dadurch die Verwindungen in den Scheiben gering bleiben. [37]



Abbildung 15: links: Hotel Kempinski am Flughafen in München, rechts: Glasklemmhalter © sbp [36, S. 975]

Die Dimensionierung der Bauteile des Hotels erfolgte für Windlasten nach DIN 1055/4. Die Bemessungslasten ergeben rein rechnerisch eine maximale horizontale Fassadenverformung von ca. 90 cm, die jedoch laut Jörg Schlaich nur selten innerhalb der Lebensdauer eines

Bauwerks auftritt. Um Zwängungen in den Verbindungsbereichen zwischen Glasfassade und Eingangsbereich zu vermeiden, wurde der Eingangsbereich aufgrund der großen horizontalen Verformungen als gelenkige Rahmenkonstruktion ausgebildet. [37]

Die 1,5 m x 1,5 m großen Scheiben aus Verbundsicherheitsglas (VSG) mit einer Gesamtdicke von 10 mm wurden mit speziell entwickelten Glasklemmhaltern angeschlossen (Abbildung 15, rechts), die in die Seilklemmen für die Knotenpunkte der Seile integriert waren. Vorteil dieser Glasklemmhalter ist, dass keine Bohrungen in den Eckbereichen der Glasscheiben erforderlich sind, wie bei den bis dahin verwendeten Punkthaltern üblich. [35, 36]

Für das 1997 fertiggestellte verglaste Seilnetz (Abbildung 16, links) der Verbindungspromenade der Rhön-Klinik in Bad Neustadt entwickelten Werner Sobek und Viktor Wilhelm das erste Glasschindelsystem. Mit dem patentierten System ist es möglich, für das gesamte Seilnetz gleichgroße VSG-Scheiben zu verwenden. Dies wird durch einen Edelstahlbügel ermöglicht, der jeweils an zwei Seilnetzknotten einer Seilnetzmasche befestigt wird und am unteren Ende die verschiedenen Verrautungswinkel durch die Überlänge ausgleichen kann (Abbildung 16, rechts). Für die Überlappung der einzelnen Glasschindeln (Abbildung 16, Mitte) wurde bei einer Maschenweite von 400 mm x 400 mm eine Scheibengröße von 500 mm x 500 mm gewählt. Bei einer konventionellen Eindeckung des doppelt-gekrümmten Seilnetzes wären aufgrund der unregelmäßigen Maschenverrautung ca. 24.000 unterschiedliche Glasscheibengeometrien erforderlich gewesen. [38]

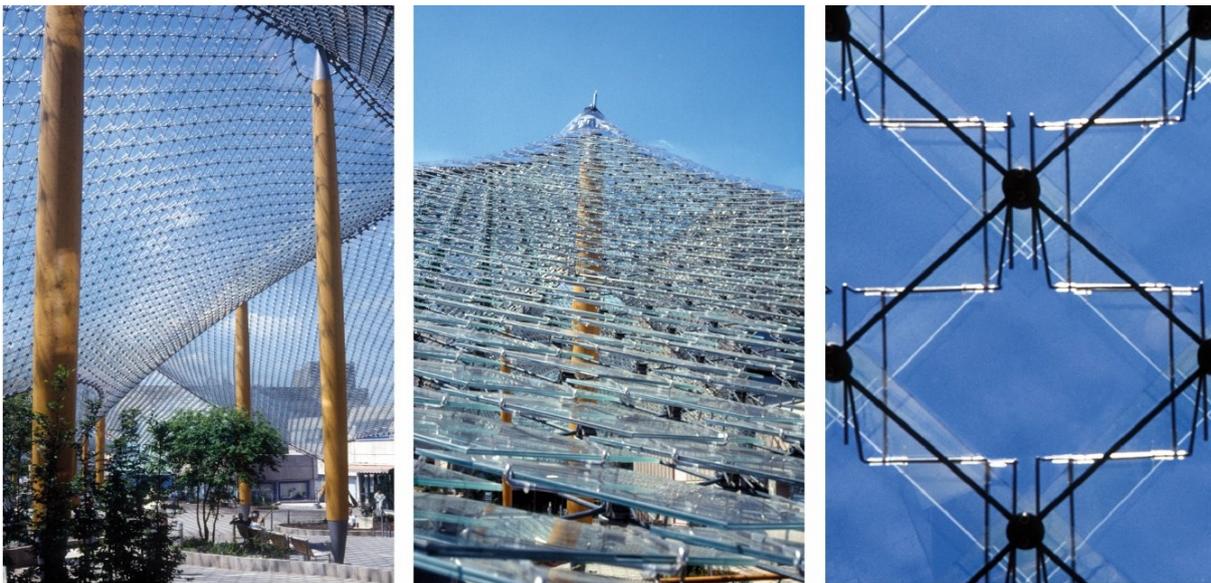


Abbildung 16: links: verglastes Seilnetz der Verbindungspromenade der Rhön-Klinik in Bad Neustadt, Mitte: Überlappung des Glasschindelsystems, rechts: Detailansicht der Glasschindeln ©Werner Sobek

21. Jahrhundert

Als eine der ersten Innovationen im Glasbau des 21. Jahrhunderts reduzierte Werner Sobek das Tragsystem des ebenen Seilnetzes, das von Jörg Schlaich entwickelt wurde und realisierte die erste ausschließlich vertikal vorgespannte Seilfassade. Anlass für die Entwicklung dieses Systems war die Feststellung, dass bei einem Spannweitenverhältnis der horizontalen Seile zu den vertikalen Seilen kleiner gleich zwei, der Lastabtrag primär über die vertikal verlaufenden Seile erfolgt und somit die horizontalen Seile keinen nennenswerten Beitrag zum Lastabtrag leisten [36]. Die Vorteile dieses Systems sind, dass keine Horizontallasten aus den horizontal vorgespannten Seilen in das Primärtragwerk eingeleitet

werden müssen, was i.d.R. massive aussteifende Bauteile erfordert. Des Weiteren können die Verwindungen in den Rand- und Eckbereichen deutlich minimiert werden. Nachteil ist jedoch, dass eine spezielle Randausbildung notwendig ist, welche im Folgenden näher erläutert wird.

Beim Sony Center, einem großen Gebäudekomplex in Berlin, der 2000 fertiggestellt wurde, kam das ebene Seilnetz zum ersten Mal zum Einsatz. Der Architekt Helmut Jahn plante für die bestehende Fassade des denkmalgeschützten ehemaligen Hotels Esplanade eine Art Vitrine als Witterungsschutz (Abbildung 17, links). [30]

Bei dieser 60 m langen und 20 m hohen Fassade besteht die Tragkonstruktion aus vorgespannten vertikalen Zugstangen, die in einem Abstand von 2 m angeordnet wurden. Jede zweite Zugstange wurde am oberen Ende an dem auskragenden Überbau angeschlossen (Abbildung 17, rechts oben). Zur Regulierung der Vorspannung infolge Temperaturänderungen und zur Begrenzung der horizontalen Verformungen wurden im Bereich der unteren Auflager Federpakete mit jeweils vier Spiralfedern vorgesehen (Abbildung 17, rechts unten). Die 2 m x 2 m großen Glasscheiben wurden mit Punkthaltern in den Ecken fixiert. [30, 39]

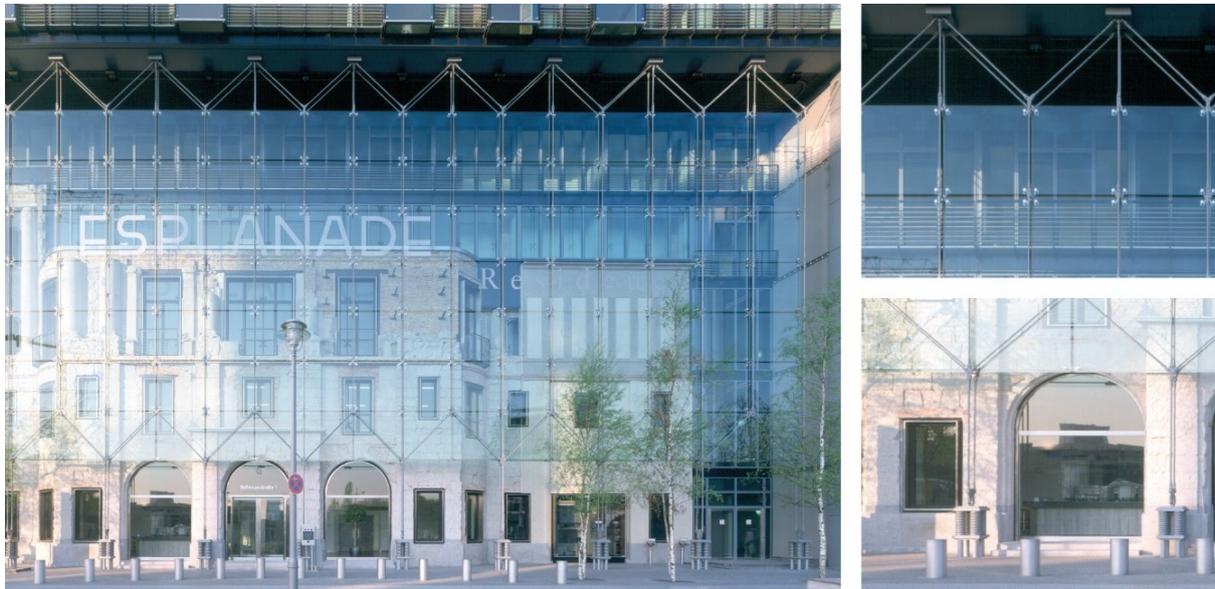


Abbildung 17: links: Glasfassade am Sony Center in Berlin, rechts oben: Detail der oberen Lagerung, rechts unten: Detail des Fußpunktes ©HG Esch, Hennef / Architekt: Helmut Jahn / Ingenieur: Werner Sobek

Noch im selben Jahr wurde der Zentraleingangsbereich der Universität Bremen mit einer verglasten, vertikal vorgespannten Seilfassade (Abbildung 18, links) fertiggestellt, die von Werner Sobek gemeinsam mit dem Architekten Jan Störmer entworfen wurde. Dabei wurde das für das Sony Center verwendete Fassadensystem weiterentwickelt. Bei der 22 m x 43,5 m großen Halle mit einer Höhe von 15 m wurden anstatt Zugstäbe vollverschlossene Spiralseile mit einem Durchmesser von 26 mm im Abstand von 1,8 m verbaut. Die Federpakete wurden aufgelöst und es wurde pro Seilfußpunkt eine Spiralfeder mit einem Anschlag von 10 mm zur Begrenzung der Verformungen infolge Temperatur- und Windlasten installiert (Abbildung 18, rechts). Dies ermöglichte eine Reduktion der Vorspannkräfte in den Seilen. Durch den definierten Anschlag verformt sich die Fassade bei horizontaler Belastung durch Wind um maximal 350 mm. Die 1,8 m x 0,9 m großen ESG-Scheiben mit einer Dicke von 10 mm und 12 mm wurden mit Klemmhaltern an die vertikalen Seile angeschlossen. [30, 40–42]



Abbildung 18: Zentraleingangsbereich der Universität Bremen, links: Gesamtansicht, rechts: Detail der Seilfußpunkte © Fotografien: Andreas Keller / Architekt: Jahn Störmer / Ingenieur: Werner Sobek

Da bei vertikal vorgespannten Seilfassaden wie dieser nicht wie bei Seilnetzen eine gleichmäßig abklingende Verformung durch die horizontal vorgespannten Seile erfolgen kann, ist eine statisch-konstruktive Ausbildung der Randbereiche notwendig, um die Verwindungen in den Glasscheiben zu minimieren. Beim Zentraleingang der Universität Bremen kam zum ersten Mal die gleitende Bürstendichtung zum Einsatz. Hierbei sind die Fassaden im Eckbereich voneinander entkoppelt und können sich unabhängig voneinander bewegen, ohne Zwängungen in den Eckbereichen zu erzeugen. Die durch den Wind hervorgerufenen Bewegungen zwischen einer Fassadenseite und der statisch unabhängigen starr ausgebildeten Eckkonstruktion werden über eine Fuge aufgenommen (Abbildung 19). Diese Fuge wird durch zwei Glasschwerter gebildet, die jeweils an der Eckkonstruktion und der Fassadenseite vertikal angebracht sind. Die Dichtigkeit der Fuge wird durch eine Gummilippe gewährleistet. [41]



Abbildung 19: Zentraleingangsbereich der Universität Bremen, links: Außenansicht der ECKAusbildung, rechts: Innenansicht der ECKAusbildung © Fotografien: Andreas Keller / Architekt: Jahn Störmer / Ingenieur: Werner Sobek

Für die Eingangslobby der Konzernzentrale der Bayer AG in Leverkusen (Abbildung 20), die von Helmut Jahn geplant und 2002 fertiggestellt wurde, kam nur kurz danach ein ähnliches System zum Einsatz. Die offenen Spiralseile mit einem Durchmesser von 26 mm wurden am Fußpunkt mit einer sogenannten Druckfeder mit definiertem Anschlag angeschlossen. Diese Druckfedern wurden mit einem Hebelmechanismus ausgebildet (Abbildung 21, links), der es ermöglicht, die Seile ohne Hydraulikpressen auf ihre erforderliche Vorspannkraft von 45 kN vorzuspannen. [43]



Abbildung 20: Eingangslobby der Konzernzentrale der Bayer AG in Leverkusen © Fotografien: Andreas Keller / Architekt: Helmut Jahn / Ingenieur: Werner Sobek

Im Gegensatz zur Eckausbildung des Zentraleingangsbereichs der Universität Bremen wurden die angrenzenden Fassadenseiten hier nicht entkoppelt. Stattdessen wurden Torsionsstützen mit horizontalen Flachstahlschwertern eingesetzt, wie in Abbildung 21 (rechts) dargestellt. Die 3 m langen Flachstahlschwerter wirken wie Blattfedern und erhöhen die Steifigkeit der Fassade durch eine Voutung zum Eckbereich, wodurch die horizontalen Verformungen reduziert werden. Die Torsionsstützen nehmen lediglich Horizontallasten aus der Fassade auf. [43]

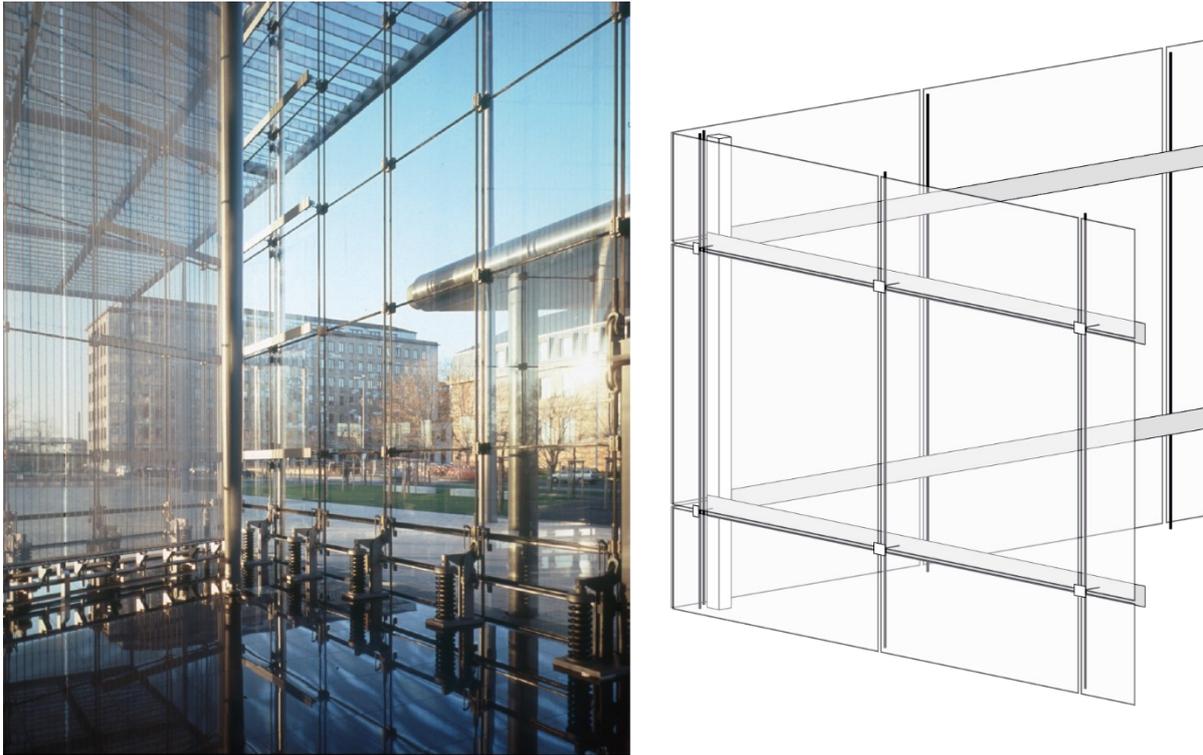


Abbildung 21: links: Eckbereich mit Hebelmechanismus der Eingangslobby der Konzernzentrale der Bayer AG in Leverkusen © Fotografien: Andreas Keller / Architekt: Helmut Jahn / Ingenieur: Werner Sobek, rechts: schematische Darstellung der Eckenbildung nach [43, S. 5]

2005 wurde anschließend bei zwei Bauwerken das erste Mal Isolierverglasung bei vertikal vorgespannten Seilfassaden eingesetzt: die Terminals 2 und 3 des Internationalen Flughafens O'Hare in Chicago und die Wintergärten des Lufthansa Verwaltungsgebäudes in Frankfurt am Main. Aufgrund des hohen Eigengewichts dieser Glasscheiben musste das Tragsystem angepasst werden. Für beide Bauwerke wurden Seilpaare als Tragsystem der Fassade verwendet, jedoch mit unterschiedlichem Lastabtrag (Abbildung 22). [30, 40]

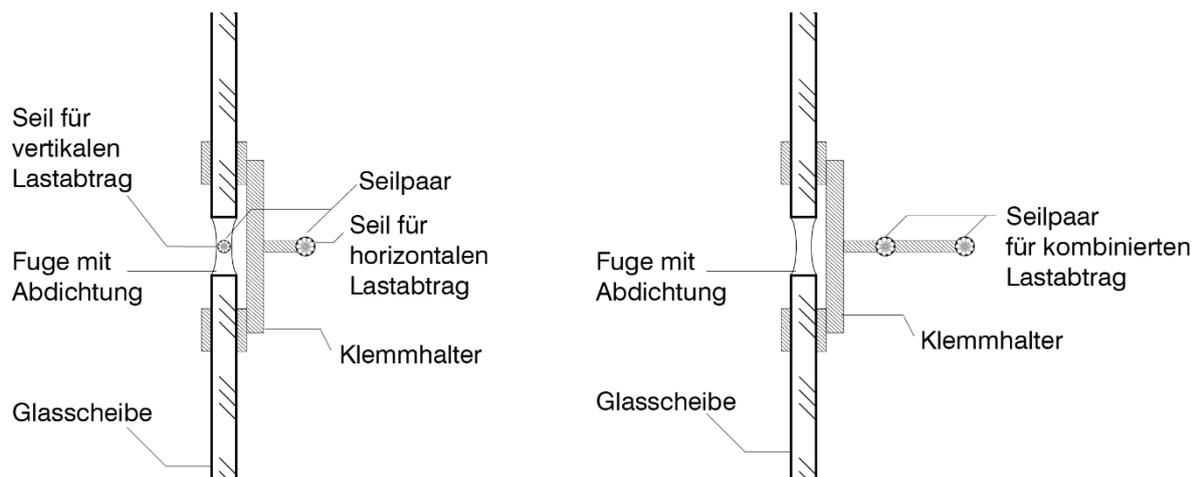


Abbildung 22: Anordnung der Seilpaare – Horizontalschnitt Anschluss Glas an Seil links: getrennter Lastabtrag, rechts: kombinierter Lastabtrag

Bei der Seilfassade des Internationalen Flughafens O'Hare in Chicago (Abbildung 23), die von Murphy/Jahn geplant wurde, erfolgt ein getrennter Lastabtrag von horizontalen und vertikalen Lasten. Die vorderen Seile der Seilpaare liegen in der Glasebene und tragen ausschließlich das Eigengewicht. Die horizontalen Windlasten werden von den hinteren Seilen abgetragen.

Zur Reduktion der Verwindungen in den Glasscheiben war eine hohe Vorspannkraft in den hinteren Seilen erforderlich. [40]

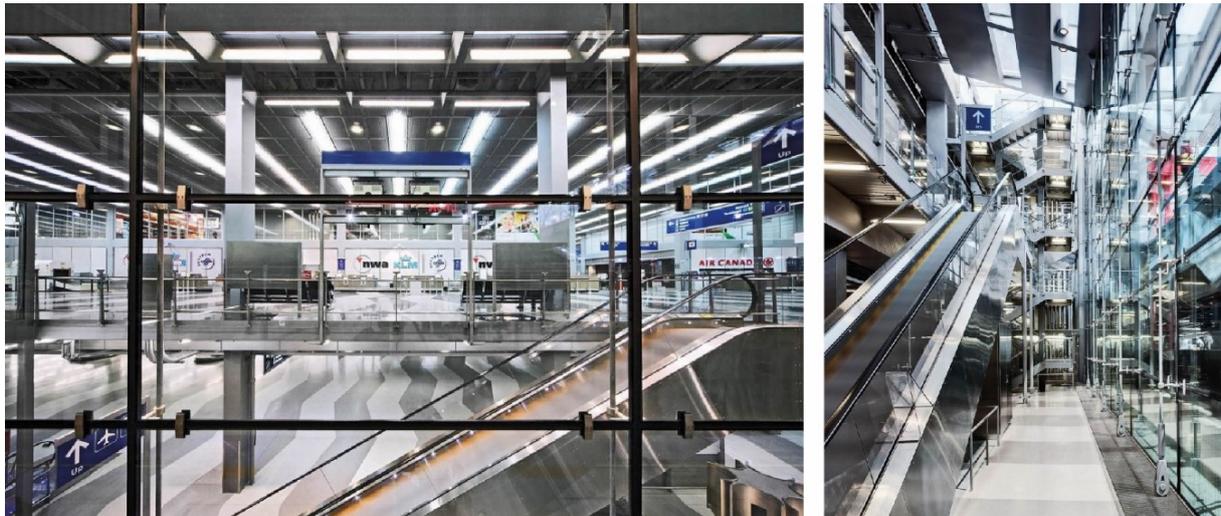


Abbildung 23: O'Hare in Chicago © Rainer Viertlböck

Des Weiteren forderte der Auftraggeber aufgrund der Terroranschläge vom 11. September 2001 in New York City die Fassade auch gegen Bombendetonationen zu dimensionieren [40].

Bei der Seilfassade der Wintergärten des Lufthansa Verwaltungsgebäudes in Frankfurt am Main (Abbildung 24) von Architekt Christoph Ingenhoven wurde ein kombinierter Lastabtrag bei den Seilpaaren realisiert, d.h. sowohl die vorderen als auch die hinteren Seile nehmen vertikale und horizontale Lasten auf. Dabei liegen die vorderen Seile nicht in der Glasebene, sondern versetzt dahinter (Abbildung 25). Dies hat zur Folge, dass durch die Exzentrizität ein Biegemoment entsteht, welches durch ein Kräftepaar über die Seile abgetragen wird. [30]



Abbildung 24: Lufthansa Verwaltungsgebäude in Frankfurt am Main © Fotografien: HG Esch, Hennef / Architekt: Christoph Ingenhoven / Ingenieur: Werner Sobek

Die Randbereiche der Seilfassaden, die an die Normalfassade anschließen, wurden in diesem Fall wie bei der Eingangshalle der Universität Bremen mit Bürstendichtungen ausgeführt. Um die Verwindungen der Glasscheiben in den Randbereichen zu minimieren, wurden die Randseile mit einem kleineren Seildurchmesser und somit mit einer geringeren Steifigkeit ausgeführt (Abbildung 25), damit sich die Fassade gleichmäßig verformt, wie ein Tuch, das

nur an zwei Seiten gehalten wird. Bei gleichbleibendem Durchmesser würden sich die Randseile aufgrund der geringeren Belastung weniger horizontal verformen, was zu einer Doppelkrümmung der Glasebene und somit zu größeren Verwindungen führen würde. [30]



Abbildung 25: Seilfassade der Wintergärten des Lufthansaverwaltungsgebäudes © Fotografien: HG Esch, Hennef / Architekt: Christoph Ingenhoven / Ingenieur: Werner Sobek

2009 wurde das von Gerkan Mark und Partner (gmp) geplante Maritime Museum in Lingang, China fertiggestellt. Im Zentrum des Museumsareals entstand dabei eine großvolumige Halle, deren Kubatur an zwei Segel erinnert, die sich an einem Punkt berühren. Die Halle wird aus zwei doppeltgekrümmten Gitterschalen und zwei doppeltgekrümmte Seilnetzfassaden mit Vierecksmaschen gebildet. Die 58 m hohen Schalen berühren sich in 40 m Höhe und stehen jeweils auf zwei Punkten. Die Seilnetzfassaden mit Isolierverglasung spannen zwischen den Schalen über jeweils eine Fläche von ca. 1000 m² (Abbildung 26). Für die Seile wurden offene Spiralseile (Durchmesser der horizontalen Seile 24 mm und der vertikalen Seile 32 mm) eingesetzt. Das Vorspannverhältnis zwischen den vertikalen zu den horizontalen Seilen ist ca. 3:1. [44]

Die 0,9 x 0,9 m Zweifach-Isolierverglasung besteht aus einer 8 mm dicken ESG-Außenscheibe und einer 2 x 8 mm dicken VSG-Innenscheibe. Der Zwischenraum der Isolierverglasung ist mit Argon gefüllt.

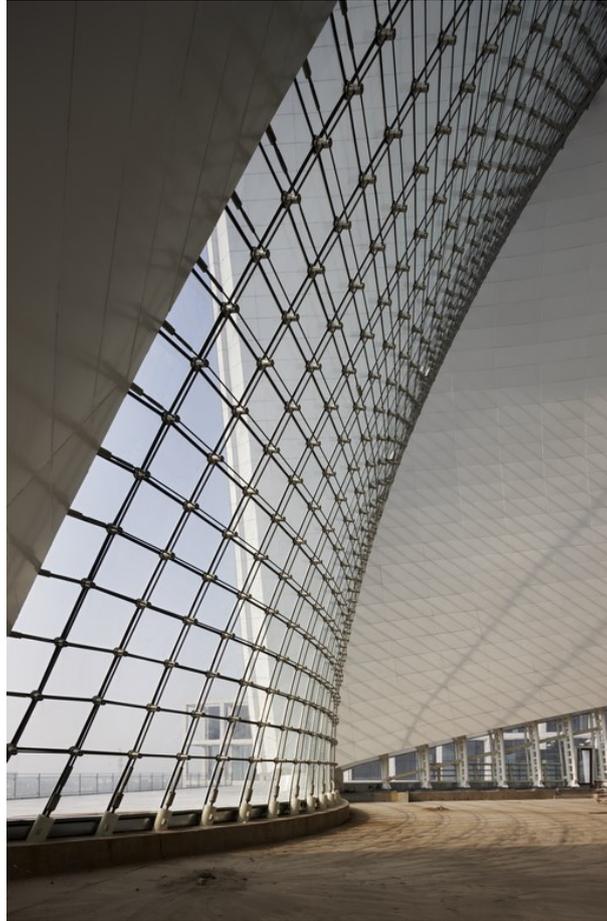


Abbildung 26: Innenansicht der großen Halle des Maritime Museums in Lingang, China
© Fotografien: HG Esch, Hennef / Architekt: gmp / Ingenieur: Werner Sobek

Weiterhin wird an der Technischen Universität Berlin, Fachgebiet für Entwerfen und Konstruieren – Massivbau, seit einigen Jahren im Bereich von karbonfaserverstärktem Kunststoff (CFK) als Zugelemente geforscht, welche eine Alternative zu Stahlseilen darstellen. Herausforderung bei CFK-Zugelementen ist jedoch die Ausbildung von Anschlussdetails, da CFK zwar eine hohe Zugfestigkeit ausweist, jedoch schon bei geringer Querverpressung versagt [45].



Abbildung 27: Prototyp des Ringseildachs der TU Berlin [45]

In einer Veröffentlichung von Schlaich et al. [45] wurde bereits die Wirtschaftlichkeit von CFK-Zugelementen im Vergleich zu Stahlseilen bei Ringseildächern untersucht und im Rahmen

dessen auch geeignete Anschlussdetails entwickelt. Um die Machbarkeit von Seiltragwerken mit CFK-Zugelementen deutlich zu machen, wurde außerdem 2013 ein Prototyp eines Ringseildachs an der TU Berlin realisiert (Abbildung 27). [45]

Als weiterer Fortschritt wurde 2014 die wahrscheinlich längste Seilnetzfassade der Welt bei der Basketballhalle der Stadt Dongguan in Südchina fertiggestellt (Abbildung 28, oben). Der Entwurf und das „Design Development“ wurden vom Architekturbüro Gerkan Mark und Partner (gmp) und dem Ingenieurbüro Schlaich Bergemann und Partner (sbp) durchgeführt. Für die Halle wurde als Form ein Basketballkorb gewählt und die Fassade wurde als doppeltgekrümmtes Seilnetz mit Dreiecksmaschen (Abbildung 28, unten rechts) ausgebildet. [46]

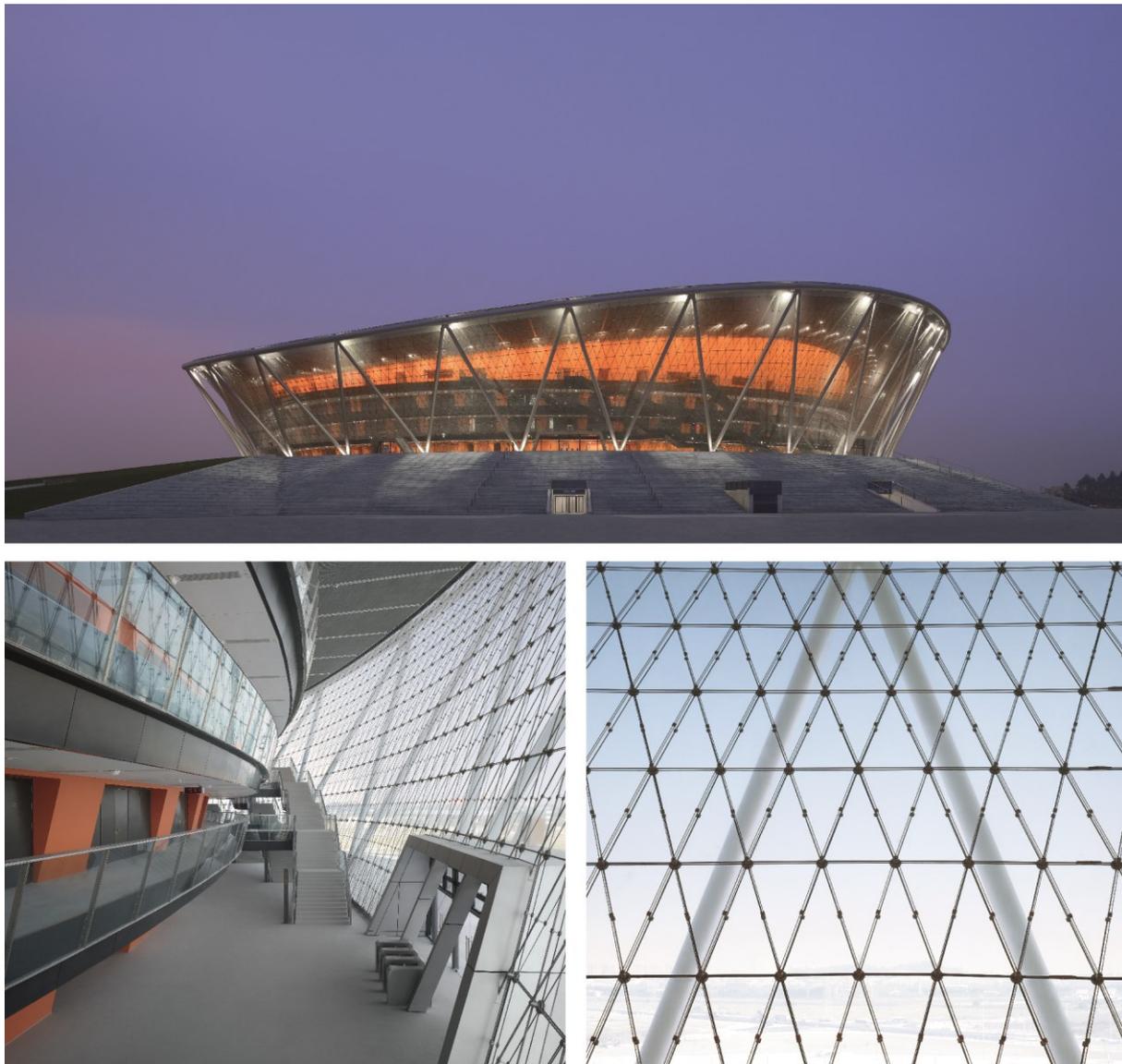


Abbildung 28: Basketballhalle von Dongguan, oben: Außenansicht des Gebäudes, unten links: Innenansicht auf die Fassade und einen Eingangsbereich, unten rechts: Fassadenausschnitt
© Fotografien: Christian Gahl / Architekten: gmp / Ingenieure: sbp

Durch die antiklastische Krümmung des Seilnetzes wird eine sehr hohe geometrische Steifigkeit erreicht. Die ca. 500 m lange und am höchsten Punkt 26 m hohe Fassade besteht aus offenen Spiralseilen, die als Zwillingseile ausgeführt wurden. Die schrägverlaufenden Seile haben einen Durchmesser von 14,1 mm und die Ringseile einen Durchmesser von 20,1 mm. Um die Vorspannkräfte so gering wie möglich zu halten, wurden ausschließlich die

Ringseile mit 195 kN vorgespannt. Daraus resultierte eine Seilkraft in den schrägen Zwillingsseilen von ungefähr 85 kN. [47] Die Eingangsportale der Seilnetzfassade (Abbildung 28, unten links) wurden als gelenkige Rahmen ausgeführt [46].

Im selben Jahr entstand in Doha, Katar ein Convention Center mit der ersten horizontal vorgespannten Seilfassade (Abbildung 29, links). Der Entwurf und die Planung wurden von Helmut Jahn durchgeführt, in enger Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro Werner Sobek. Um eine hohe Transparenz der 300 m langen Süd- und Westfassade zu erzielen, wurde für das Tragsystem ein Seiltragwerk gewählt. Bei diesem Bauwerk war es jedoch nicht wie bei vorangegangenen Fassaden möglich, die hohen Lasten aus den vorgespannten Seilen der Fassade über das Dachtragwerk abzutragen. Deshalb wurden die Seile, welche zwischen „Bow-String-Columns“ (bogenartigen Trägern) horizontal verlaufen, für die Windlasten vorgespannt. Das Eigengewicht der Glasscheiben wird wie bei der Fassade des Internationalen Flughafens O'Hare in Chicago über vertikal verlaufende Zugelemente, die in der Glasebene verlaufen, über das Dachtragwerk abgetragen. Bei der 300 m langen Südfassade war es erforderlich, eine Bewegungsfuge zu integrieren (Abbildung 29, rechts). Hierfür wurde die Fassade in zwei Segmente unterteilt, die jeweils zwischen zwei „Bow-String-Columns“ gespannt werden. [48]

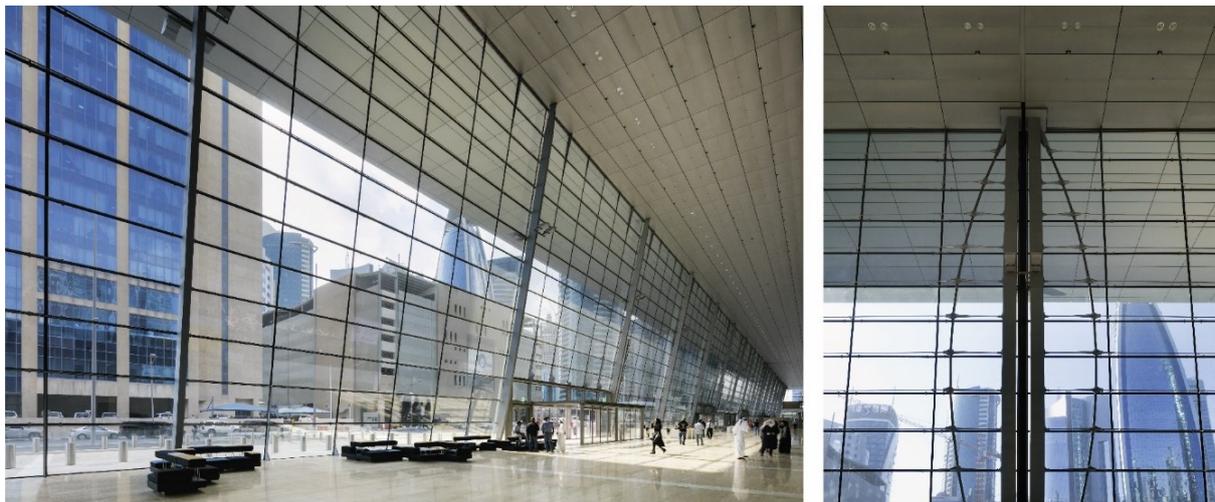


Abbildung 29: links: Südfassade des Convention Centers in Qatar, rechts: Bewegungsfuge mit „Bow-String-Columns“ © Fotografien: HG Esch, Hennef / Architekt: Helmut Jahn / Ingenieure: Werner Sobek

Abbildung 30 stellt abschließend den zeitlichen Zusammenhang der einzelnen hier aufgeführten Bauelemente und den Entstehungsprozess von Seilfassaden synoptisch dar. Die einzelnen Entwicklungsschritte der Glasfassaden werden in Tabelle 1 zusammengefasst und geben einen Überblick über die technologische Weiterentwicklung von Seilfassaden in den letzten 30 Jahren.

Tabelle 1: Entwicklungsschritte von Seilfassaden anhand von realisierten Bauwerken

Baujahr	Bauwerk	Architekt	Ingenieur	Entwicklungsschritte
1986	Glasbauten von La Vilette in Paris, Frankreich	Adrian Fainsilber	Peter Rice	<ul style="list-style-type: none"> • Rahmenlose Glasscheiben • Glaspunkthalter • Tragsystem aus filigranen Zugstäben
1993	Kempinski Hotel in München, Deutschland	Helmut Jahn	Jörg Schlaich	<ul style="list-style-type: none"> • Tragsystem aus vorgespannten, vertikalen und horizontalen Seilen • Glasklemmhalter
2000	Sony Center - Hotel Esplanade in Berlin, Deutschland	Helmut Jahn	Werner Sobek	<ul style="list-style-type: none"> • Tragsystem aus ausschließlich vertikalen Zugstäben
2000	Zentraleingangsbereich der Universität Bremen, Deutschland	Alsop Störmer	Werner Sobek	<ul style="list-style-type: none"> • Tragsystem aus ausschließlich vorgespannten, vertikalen Seilen
2005	Int. Flughafen O'Hare, Terminal 3 in Chicago, USA	Christoph Ingenhoven	Werner Sobek	<ul style="list-style-type: none"> • Isolierverglasung • Explosionshemmende Seilfassade • Tragsystem aus Seilpaaren • Vertikallasten über Seile in Glasebene • Horizontallasten über hintere Seile
2005	Wintergärten des Lufthansa Verwaltungsgebäude in Frankfurt am Rhein, Deutschland	Helmut Jahn	Werner Sobek	<ul style="list-style-type: none"> • Isolierverglasung • Tragsystem aus Seilpaaren • kombiniertem Lastabtrag
2009	Maritime Museum in Lingang, China	gmp	Werner Sobek	<ul style="list-style-type: none"> • ca. 1000 m² doppelt-gekrümmte Seilnetzfassade mit Vierecksmaschen • Isolierverglasung
2013	Prototyp eines Ringseildachs mit CFK-Zugelementen	-	Mike Schlaich	<ul style="list-style-type: none"> • CFK-Zugelemente als Seile • Anschlussdetail zur Vermeidung von Querpressung
2014	Basketballstadion in Dongguan, China	gmp	sbp	<ul style="list-style-type: none"> • Längste Seilnetzfassade mit Dreiecksmaschen
2015	Convention Center in Doha, Katar	Helmut Jahn	Werner Sobek	<ul style="list-style-type: none"> • Tragsystem aus vorgespannten horizontalen Seilen

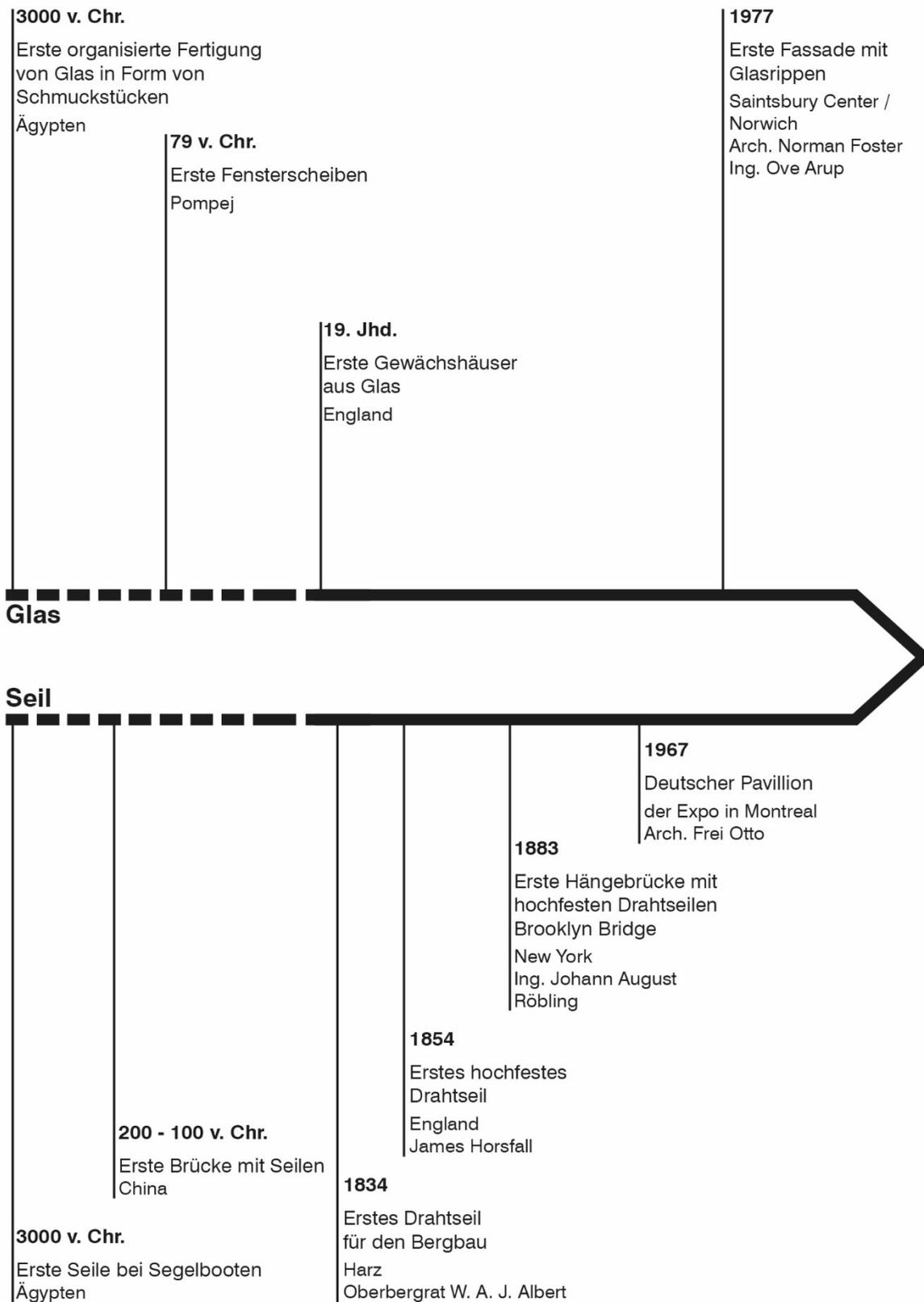


Abbildung 30: Entstehungsprozess der Hauptkomponenten Glas und Seil und der historische Entwicklungsprozess von Seilfassaden

<p>1986 Erste Kombination von Seil und Glas „Heart Tent“ im Diplomatischen Club / Riad Frei Otto, Bettina Otto</p>	<p>1993 Erste Seilnetzfassade Kempinski Hotel / München Arch. Helmut Jahn Ing. Jörg Schlaich</p>	<p>2000 Erste verglaste Vertikal-seilfassade mit Zugstäben Sony Center / Berlin Arch. Helmut Jahn Ing. Werner Sobek</p> <p>Erste verglaste Vertikal-seilfassade mit Seilen Zentraler Eingangsbereich der Universität Bremen Arch. Alsop Störmer Ing. Werner Sobek</p>	<p>2009 ca. 1000 m² Seilnetzfassade mit Vierecksmaschen Maritime Museum / Lingang Arch. gmp - Architekten Ing. Werner Sobek</p>	<p>2014 Längste Seilnetzfassade mit Dreiecksmaschen Basketballstadion / Donguan Arch. gmp - Architekten Ing. Schlaich Bergermann Partner</p>
<p>1986 Erste hinterspannte Glasfassade Glasbauten von La Villette / Paris Arch. Adrian Feinsilber Ing. Peter Rice</p>	<p>1997 Erstes Glasschindelsystem Rhoen-Klinikum / Bad Neustadt Arch. Volker Donath Ing. Werner Sobek</p>	<p>2005 Vertikalseilfassade mit Isolierverglasung Int. Flughafen O'Hare / Chicago Arch. Helmut Jahn Ing. Werner Sobek</p> <p>Lufthansa Verwaltungsgebäude/ Frankfurt Arch. Christoph Ingenhoven Ing. Werner Sobek</p>	<p>2013 Prototyp eines Ringseildachs mit CFK-Zugelementen Techn. Universität Berlin Mike Schlaich</p>	<p>2015 Erste verglaste Horizontal-seilfassade Convention Center / Doha Arch. Helmut Jahn Ing. Werner Sobek</p>

2.2 Mechanische Eigenschaften und Tragverhalten von Seilfassaden

Im folgenden Kapitel werden die Punkte erläutert, die für das Verständnis von Seilfassaden hinsichtlich ihrer mechanischen Eigenschaften und ihres statischen und dynamischen Tragverhaltens relevant sind. Detailliertere Beschreibungen können beispielsweise Pałkowski [49], Petersen [50] und Feyrer [51] entnommen werden. Des Weiteren wird hier ein Überblick über den aktuellen Forschungsstand von Seilfassaden gegeben.

Im Bauwesen kommen primär sogenannte stehende Seile aus Stahl zum Einsatz. Vor allem im Stahlhochbau, wenn der Leichtbau mit seiner hohen Leistungsfähigkeit bei geringem Eigengewicht erforderlich ist, werden sie eingesetzt. Dies ist beispielsweise für die Realisierung von großen Spannweiten bzw. Höhen erforderlich. [50, 52]

Für die rein zugbeanspruchten Seilkonstruktionen sind jedoch große Verformungen typisch. Diese können durch Vorspannen der Seile reduziert werden. Das planmäßige Vorspannen ist außerdem aus Sicherheitsgründen erforderlich, denn eine eventuelle Schlaffseilbildung führt zu erheblichem Steifigkeitsverlust im Tragsystem und kann zu Versagen der Konstruktion führen. [53, 54]

2.2.1 Mechanische Eigenschaften von Seilen

Für Seilfassaden kommen für gewöhnlich die in Abbildung 31 dargestellten Spiralseile (offene und vollverschlossene) als Tragseile zum Einsatz.

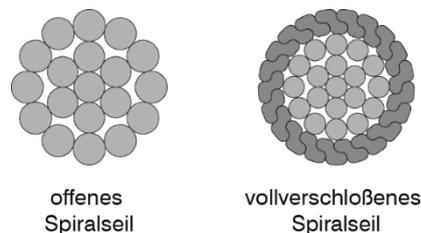


Abbildung 31: Seilquerschnitte von Spiralseilen nach [55]

Die mechanischen Eigenschaften sowie das Tragverhalten von Stahlseilen unterscheiden sich aufgrund ihres Aufbaus wesentlich von Zugstäben. Bei Stahlzugstäben ist der Querschnitt monolithisch, während sich der sogenannte metallische Querschnitt A_m (2-1) bei Stahlseilen aus einzelnen Drähten zusammensetzt.

$$A_m = f_{\text{Füll}} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \quad (2-1)$$

mit $f_{\text{Füll}}$ Füllfaktor
 d_s Nenndurchmesser des Seils

Abbildung 32 zeigt schematisch die Spannungs-Dehnungs-Verläufe eines Drahts, der einem sehr dünnen Zugstab entspricht und eines Stahlseils. Beim Draht steigt die Spannung proportional mit der Dehnung. Der Spannungs-Dehnungs-Verlauf des Stahlseils ist bei Erstbelastung nichtlinear, weil sich die Drähte erst in ihrem schraubenartigen Verlauf ausrichten und sich die Freiräume zwischen den einzelnen Drähten schließen, was zu einer Verfestigung führt. [52]

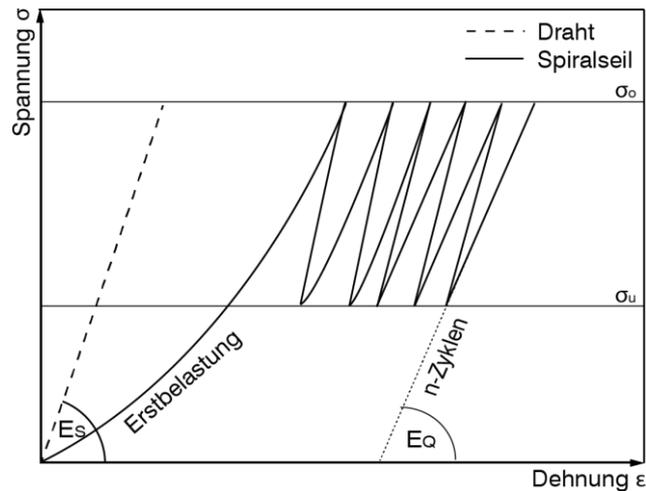


Abbildung 32: Schematische Darstellung eines Spannungs-Dehnungs-Diagramms eines Drahtes und eines Spiralseils nach [50, 55]

Aufgrund dieser Anordnung der Drähte entsteht bei Zugbelastung zwischen den einzelnen Drähten eine Querpressung, die zu einer Längenänderung des Seils (Seilreck) führt. Nach mehreren Lastzyklen stellt sich ein konstanter Seilreck ein, und somit auch ein annähernd linearer Verlauf des Spannungs-Dehnungs-Diagramms. Laut Petersen [50] ist die Bezeichnung Verformungsmodul E_0 für Stahlseile geeigneter als Elastizitätsmodul, da es sich hierbei um eine strukturelle Dehnung handelt, die auf den Seilherstellungsprozess zurückzuführen ist. Der Verformungsmodul bezieht sich auf Seile nach vollständig abgeschlossenem Seilreck, welcher in Abhängigkeit der Querschnittsformen der einzelnen Drähte und des Verseilwinkels variiert. Der Verformungsmodul eines Drahtseils ist im Vergleich zum Elastizitätsmodul eines Stahldrahtes geringer. [50, 52]

In der Regel werden bei den Berechnungsverfahren von Seiltragwerken die Seile als biegeschlaff ($EI = 0$) angenommen, da ihre Biegesteifigkeit sehr gering ist [52]. Des Weiteren muss das geometrisch nichtlineare Trag- und Verformungsverhalten berücksichtigt werden [49].

2.2.2 Statisches Tragverhalten von Seilen

Seiltragwerke sind kinematische Systeme, die erst durch Vorspannung stabilisiert werden und bei denen sich in Abhängigkeit der Belastung eine Gleichgewichtsform einstellt.

Im Rahmen des Sonderforschungsbereichs SFB 64 „Weitgespannte Flächentragwerke“ wurden verschiedene analytische Berechnungsmethoden zur Bestimmung der Seillinie (Kettenlinie) und der Seilkraft erarbeitet. Für Einzelseile, vorgespannte Seilnetze sowie Membranen leitet Kleinhanß [56] Näherungslösungen für das Tragverhalten nach Theorie I. Ordnung und II. Ordnung ab.

Bei der analytischen Berechnung hat sich das Verfahren nach Pałkowski bewährt, das die geometrische Nichtlinearität erfasst. Die Berechnung der Seilkräfte und des Seildurchgangs erfolgt dabei mit Hilfe von Differenzialgleichungen. Pałkowski trifft die Annahme des biegeschlaffen Seils, d.h. in jedem beliebigen Punkt des Seils ist das Biegemoment gleich null. Wie schon in Kapitel 2.1 angemerkt, beschreibt das unter Eigengewicht belastete Seil eine Kettenlinie (Katenoide). Zur Vereinfachung wird außerdem angenommen, dass der normal zur Seilsehne wirkende Eigengewichtsanteil konstant verteilt ist und sich nicht wie in

der Realität in Abhängigkeit des Winkels φ des Seilverlaufs ändert. Durch diese Vereinfachung wird die Seillinie durch eine Parabel zweiter Ordnung dargestellt. Der parallel zur Seilsehne wirkende Eigengewichtsanteil wird bei den Herleitungen vernachlässigt. [49]

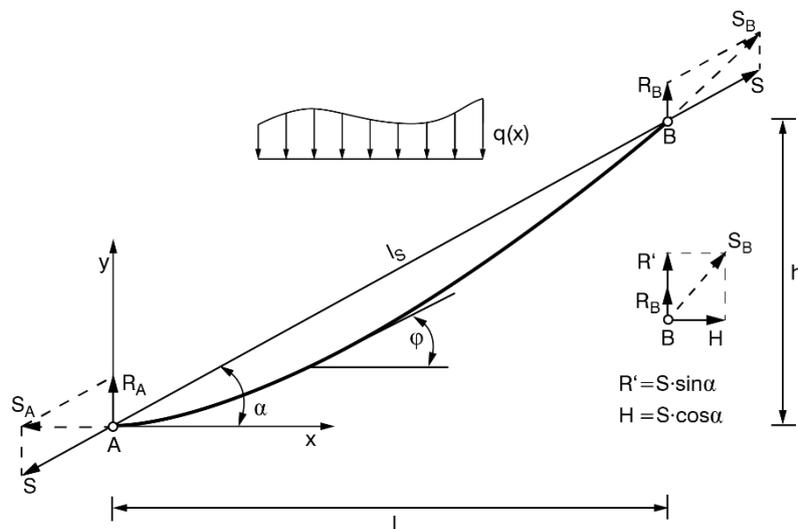


Abbildung 33: Seil mit Belastung nach [49]

Pałkowski [49] leitet die Seilgleichungen für die Parabelform (Näherungsformel) und die Katenoidenform (exakte Seilgleichung) her. Die Näherungsformel kann baupraktisch bei Systemen mit kleinem Durchhang verwendet werden. Nachfolgend wird jedoch die allgemeine Form der exakten Seilgleichung für schräge Seile mit beliebiger Belastung $q(x)$ (2-2) nach Pałkowski [49] beschrieben (Abbildung 33). Die Herleitung kann Pałkowski, Meskouris et al. und Petersen [49, 52, 53] entnommen werden.

Zwischen der Ausgangslänge s_0 des Seils und der Länge s im eingebauten Zustand unter Belastung (Endzustand) besteht folgender Zusammenhang:

$$s = s_0 + \sum \Delta s_{Elast} + \Delta s_{Temp} - \Delta s_V \quad (2-2)$$

mit s Länge des Seils im Endzustand: $s = \int_0^l \sqrt{1 + y'^2} dx \quad (2-3)$

s_0 Länge des Seils im Ausgangszustand
 Δs_{Elast} elastische Längenänderung des Seils

$$\Delta s_{Elast} = \int_0^l \varepsilon_s ds = \int_0^l \frac{S \cdot \cos \alpha}{E_Q A_m} \cdot \sqrt{1 + y'^2} dx \quad (2-4)$$

ε_s Seildehnung
 S Kraft in Seilsehnenrichtung
 E_Q Verformungsmodul
 A_m metallischer Querschnitt

y' 1. Ableitung der Seillinie $y(x)$ (siehe Gleichung (2-7))
 Δs_{Temp} Längenänderung infolge Temperatur: $\Delta s_T = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot s_0 \quad (2-5)$

α_T Wärmeausdehnungskoeffizient
 ΔT Temperaturdifferenz

Δs_V Längenänderung infolge Vorspannung: $\Delta s_V = \frac{S_V}{E_Q A_m} \cdot s_0 \quad (2-6)$

S_V Vorspannungskraft

Die Länge des Seils im Endzustand setzt sich aus den Längenänderungen infolge äußerer Belastung, Temperaturdifferenz und Vorspannung zusammen. Die elastische Längenänderung durch äußere Lasten ist abhängig vom Seilkraftverlauf $S(x)$, dieser ist wiederum abhängig von der Seillinie $y(x)$. In Abhängigkeit der Randbedingungen und Belastungen kann die Seillinie und somit die Seilgleichung iterativ gelöst werden.

Für beliebige vertikale Belastungen (Abbildung 33) ergibt sich mit Hilfe der Methode der Querkraft die in Gleichung (2-7) dargestellte Ableitung der Seillinie. Gedanklich wird hier ein Balken betrachtet mit der Bedingung, dass an jedem Punkt des Seils das Biegemoment M null ist.

$$y' = \tan \alpha - \frac{1}{S \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{Md}{dx} = \tan \alpha - \frac{Q}{S \cdot \cos \alpha} \quad (2-7)$$

mit

Q entspricht der gedachten Querkraft der Belastung $q(x)$

In der Baupraxis hat sich die Finite-Elemente-Methode zur statischen und dynamischen Berechnung von Seilkonstruktionen etabliert. Dabei muss bei Seilelementen die geometrische Nichtlinearität berücksichtigt werden [49]. Diese wird durch die Steifigkeitsmatrix erfasst, die das erste Mal in Agyris [57] für Seilelemente hergeleitet wurde.

Die Steifigkeitsmatrix eines Seilelements wird über die Gesamtsteifigkeit (Gleichung (2-8)) definiert, die sich aus der elastischen Steifigkeit k_E (auch materielle Steifigkeit genannt) und der geometrischen Steifigkeit k_G zusammensetzt.

$$\mathbf{k} = \mathbf{k}_E + \mathbf{k}_G \quad (2-8)$$

Die elastische Steifigkeit repräsentiert die Dehnsteifigkeit des Seils. Die geometrische Steifigkeit „berücksichtigt die Steifigkeit des Elements gegen Rotation“ [49]. Sie ist abhängig von der Zugkraft im Seil. Je höher die Zugkraft, desto steifer ist das System. [49]

2.2.3 Dynamisches Tragverhalten

Seiltragwerke sind aufgrund ihrer sehr geringen Biegesteifigkeit schwingungsanfällige Systeme, die durch ihre geringe Masse kaum Dämpfungseigenschaften aufweisen. Auch die Glasscheiben und deren Konstriktionselemente vergrößern die Dämpfung nur geringfügig. Eine Erhöhung der Vorspannkraft der Seile oder die Änderung der Seilführung kann die Steifigkeit und somit die Schwingungsanfälligkeit des Systems zusätzlich beeinflussen. [53]

Die „lineare Theorie der Saite“ [53] beschreibt das dynamische Verhalten einer vorgespannten Saite bzw. eines Seils mit einem vernachlässigbaren kleinen Durchhang infolge des Eigengewichts. Auf Grundlage der Annahme, dass die Querschwingungen des Seils minimal sind und somit die Änderungen der Seilkraft nicht berücksichtigt werden müssen, kann von einer konstanten Seilkraft ausgegangen werden, weshalb das Schwingungsproblem linear betrachtet werden kann. [53]

Bei größerem Seildurchhang dagegen entstehen bei Querschwingungen Seilkraftänderungen, die nicht vernachlässigt werden können. Hier muss das Schwingungsproblem nichtlinear betrachtet werden. Petersen [53] beschreibt verschiedenen Ansätze der nichtlinearen Schwingungstheorie von Seilen.

Nachfolgend wird beispielhaft das Schwingensystem eines Einfreiheitsgrad-Schwingers (EGS) mit kinematischer-Rückstellkraft vorgestellt. Hierbei wird ein vertikales Seil mit der Dehnsteifigkeit $E_Q A_m$ und der Vorspannkraft S_V betrachtet. In der Mitte des vorgespannten Seils wird eine Punktlast mit der Masse m angebracht und um die Länge x ausgelenkt (Abbildung 34). Durch die Auslenkung wird eine fremderregte Schwingung um die vertikale Ruheachse erzeugt.

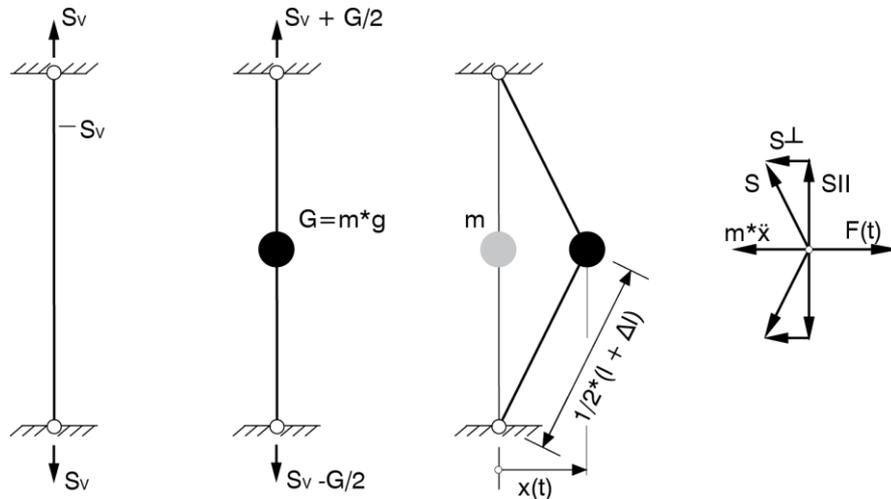


Abbildung 34: Einfreiheitsgrad-Schwinger mit kinematisch-nichtlinearer Rückstellkraft nach [53]

Die Bewegungsgleichung des hier beschriebenen Systems für erzwungene Schwingungen infolge der Schwingungsanregung $F(t)$ lautet wie folgt:

$$\ddot{x} = \frac{F(t)}{m} - \frac{d}{m} \cdot \dot{x} - \left(4 \frac{S_V}{m} \cdot \frac{1}{l \cdot \sqrt{1 + 4 \left(\frac{x}{l}\right)^2}} + 4 \frac{E_Q A_m}{m} \cdot \frac{\sqrt{1 + 4 \left(\frac{x}{l}\right)^2} - 1}{l \cdot \sqrt{1 + 4 \left(\frac{x}{l}\right)^2}} \right) \cdot x \quad (2-9)$$

mit	$F(t)$	Schwingungsanregung in N
	m	Masse (Eigengewicht des Seils wird vernachlässigt) in kg
	d	viskoses Dämpfungsmaß in Ns/m
	S_V	Vorspannkraft im Seil in N
	l	Gesamtlänge des Seils in m
	E_Q	Verformungsmodul des Seils in N/m ²
	A_m	metallischer Querschnitt in m ²

Eine ausführliche Herleitung von Gleichung (2-9) kann Petersen [53] entnommen werden.

In den letzten Jahren wurde das dynamische Verhalten von Seilnetzfassaden außerdem von verschiedenen Autoren mit experimentellen Versuchen und numerischen Analysen untersucht. Hierbei lag der Fokus auf wind- und erdbebeninduzierten Schwingungen sowie der Schutzfunktion bei Detonationen. Fend et al. [58] und Lili et al. [59] untersuchten den Einfluss von Glasscheiben in Seilnetzfassaden. Es zeigte sich, dass die höheren Eigenfrequenzen durch die Biegesteifigkeit der Glasscheiben beeinflusst werden. Des Weiteren wird die Dämpfung des Systems durch die Berücksichtigung der Glasscheiben erhöht. Die Autoren spezifizieren jedoch nicht, welche Parameter die Dämpfung beeinflussen.

Des Weiteren wird in verschiedenen Artikeln [58–63] das dynamische Verhalten unter der Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität von eben vorgespannten Seilnetzfassaden analysiert. Dabei werden die Antwortspektren hinsichtlich windinduzierter und erdbebeninduzierter Schwingungen unter dem Einfluss verschiedener Parameter betrachtet. Die numerischen Analysen zeigen, dass die verwendeten Methoden bei Seilnetzfassaden bis zu einem Verhältnis von 1:2 (Höhe zu Breite), sehr gute Ergebnisse liefern.

Seilnetzfassaden eignen sich aufgrund ihrer hohen Flexibilität zusätzlich als Schutzmaßnahme, um Personen und Gebäudeteile gegen Detonationen zu schützen. Das „weiche“ System dissipiert die Energie der Druckwelle. Wellershoff et al. [64] beschreiben spezielle Anschlüsse, die bei explosionshemmenden Seilnetzfassaden zum Einsatz kommen können. Durch elasto-plastische Komponenten in den Anschlüssen können die Auswirkungen einer Druckwelle reduziert und das System vor einer Überbeanspruchung geschützt werden.

Von Amadio und Bedon [65–68] wurden schließlich numerische Untersuchungen von verschiedenen erweiterten FE-Modellen von explosionshemmenden Seilnetzfassaden und deren dynamische Effekte bei Explosionslasten vorgestellt. Hierbei werden die in [64] beschriebenen elasto-plastischen Komponenten in den vertikalen und horizontalen Anschlüssen berücksichtigt.

Obwohl verschiedene Quellen sich bereits mit Untersuchungen von dynamischen Seilnetzfassaden beschäftigen, stehen Forschungen zu adaptiven Fassaden noch am Anfang. Die bisherigen Entwicklungen im Bauwesen führen jedoch unweigerlich auf die Weiterentwicklung zu anpassbaren Glasfassaden hin.

3 Adaptive Tragwerke

Wie in Kapitel 1.1 angemerkt gehört das Bauwesen weltweit zu den Wirtschaftszweigen mit dem höchsten Ressourcenverbrauch. Adaptive Tragwerke bieten die Möglichkeit, den Lastabtrag sowie die Verformungen an die vorherrschenden Beanspruchungen, wie beispielsweise Verkehrslasten und klimatische Einwirkungen wie Wind und Schnee, durch die Zuführung externer Energie optimal anzupassen. Dies ermöglicht zusätzlich eine Reduktion des Materialeinsatzes im Tragwerk. Die verschiedenen Adaptionmöglichkeiten infolge statischer und dynamischer Beanspruchung und die Frage nach der Sicherheit und der Effizienz dieser neuen Bauweise werden nachfolgend erläutert.

3.1 Statische und dynamische Adaption

Der Ursprung adaptiver Tragwerke liegt zwischen 1960 und 1970. Die aktive Kontrolle von Bauwerken zur Reduktion von Schwingungen infolge Erdbeben- und Windbeanspruchungen wurde laut Zuk [69] das erste Mal 1960 von Eugen Freyssinet vorgeschlagen. Er beabsichtigte, Spannglieder zur Schwingungskontrolle von großen Bauwerken einzusetzen. Fünf Jahre später entwarf Lev Zetlin ein Konzept zur aktiven Kontrolle von hohen Gebäuden. Dieses Konzept berücksichtigte schon Sensorik, Regelung und Aktorik, die für adaptive Tragwerke erforderlich ist. [70]

Die Sensorik erfasst den Systemzustand durch verschiedene Messgrößen wie Dehnungen und Schwingungen. Die Regelung wertet diese Messgrößen aus, berechnet die erforderlichen Reaktionen des Systems und leitet sie an die Aktorik weiter, die die berechnete Reaktion dann ausführt. Abbildung 35 stellt die drei Komponenten in Interaktion mit dem Tragwerk, den Einwirkungen und der Systemantwort innerhalb eines geschlossenen Regelkreises dar. Dieser Regelkreis wurde von Yao [71] erstmalig für die aktive Kontrolle von Tragwerken formuliert.

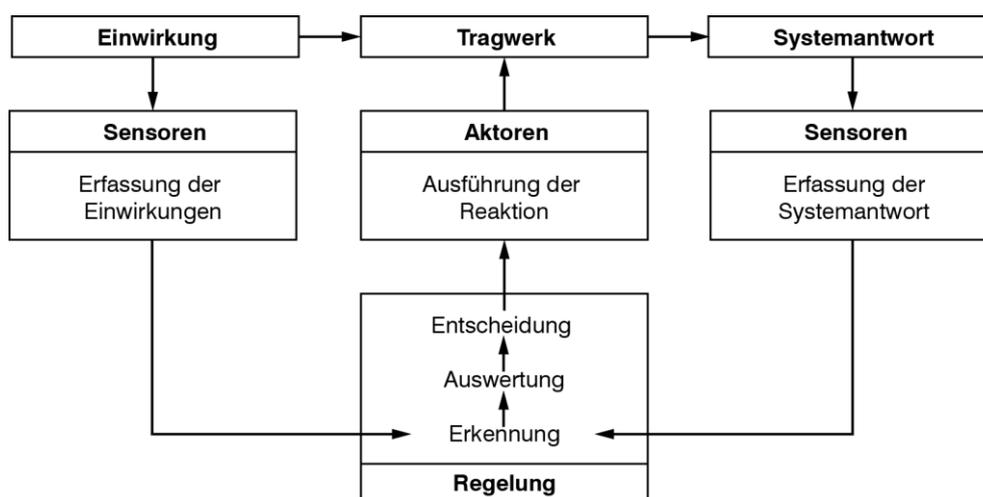


Abbildung 35: Geschlossener Regelkreis eines adaptiven Systems aus [7] nach [71]

In Anlehnung an das Konzept von Lev Zetlin wird von Zuk 1968 [72] das erste Mal die Möglichkeit zur aktiven Kontrolle von Kräften und Verformungen von Hochhäusern beschrieben (Abbildung 36). Darin sind Überlegungen zu statischen, quasi-statischen und dynamischen Beanspruchungen enthalten.

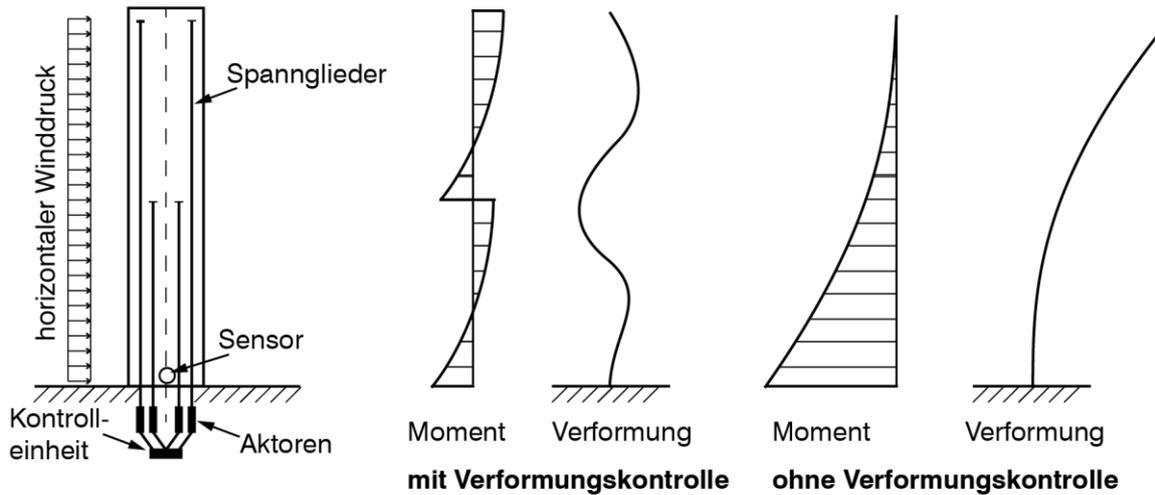


Abbildung 36: Konzept der Verformungskontrolle von Hochhäusern nach [72]

Der Fokus der meisten Forschungsarbeiten und realisierten Bauwerke ist darauffolgend bis zur Jahrtausendwende die aktive Kontrolle von wind- und erdbebeninduzierten Schwingungen mit Schwingungsdämpfern. Hierbei werden die Gebäude mit geeigneten Systemen versehen, welche die Beanspruchungen infolge Schwingungen auf ein technisch mögliches Maß reduzieren. Im Allgemeinen wird eine dezidierte Zusatzmasse eingesetzt, welche die schwingende Struktur verstimmt. [73, 74]

Housner et al. [75] unterteilt diese Systeme zur Schwingungsdämpfung in passiv, aktiv, semi-aktiv und hybrid. Bei dieser Klassifizierung wird zwischen dem erforderlichen Energiebedarf und den beeinflussbaren Frequenzbereichen differenziert. Verschiedene Artikel [75–77] geben einen umfangreichen Überblick über diese Systeme.

Insbesondere im Bereich von Schrägseilbrücken befassen sich mehrere Autoren [78–85] mit der Reduktion von wind- und wind-regen-induzierten Seilschwingungen. Yang und Giannopolous [78] analysieren numerisch die aktive Vorspannungskontrolle an zwei Fallbeispielen. Weiterführend wird der erfolgreiche Einsatz von hydraulischen Dämpfern an der Fred Hartmann Bridge in Houston, USA beschrieben, die senkrecht zur Seilachse wirken [82] (Abbildung 37).

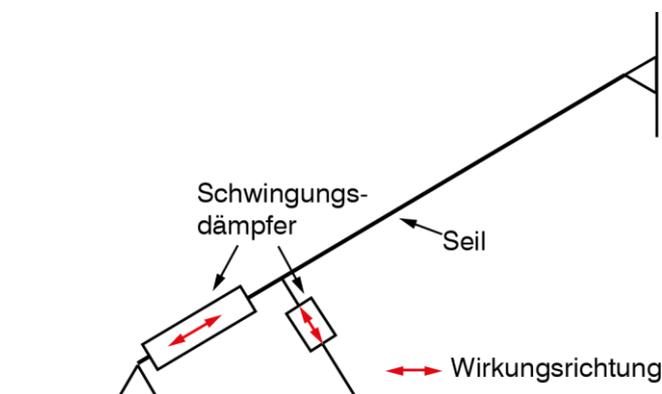


Abbildung 37: Schematische Darstellung der Positionen von Schwingungsdämpfern bei Schrägseilbrücken

Mit der Integration aktiver Komponenten in die Tragstruktur zur Schwingungsdämpfung befassen sich jedoch nur wenige Arbeiten. Soong et al. [86] schlagen vor, aktive Zügelemente

als Dämpfungssystem in Gebäuden einzusetzen. In einem Versuchsgebäude in Japan wurde dieses Prinzip im Maßstab 1:1 realisiert. Im Erdgeschoss wurden vier mit Hydraulikzylindern ausgestattete aktive Diagonalverbände zur Schwingungsdämpfung bei Erdbeben angeordnet und erfolgreich getestet (Abbildung 38). [87, 88]

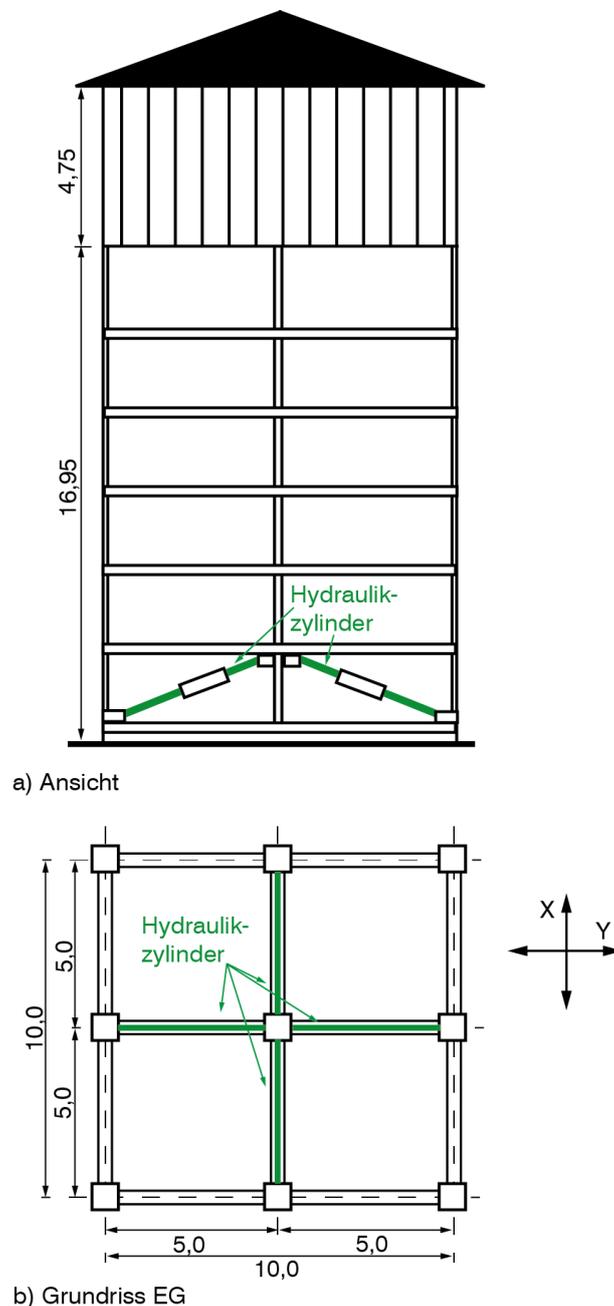


Abbildung 38: Versuchsgebäude in Japan mit aktiven Diagonalverbänden zur Schwingungsdämpfung nach [88]

Dos Santos et al. [89] beschreiben außerdem ein Konzept zur Reduktion von windinduzierten Schwingungen bei seilverspannten Glasfassaden, die durch eine Manipulation der Seilkräfte kompensiert werden (Abbildung 39). Kirsch und Moses [90] wenden dieses Konzept bei vertikal vorgespannten Glasfassaden zur Energiedissipation von Explosionslasten an. Wegen der kleinen Auslenkungen wird die Seilkraft als konstant angenommen und somit die nichtlineare Bewegungsgleichung linearisiert.

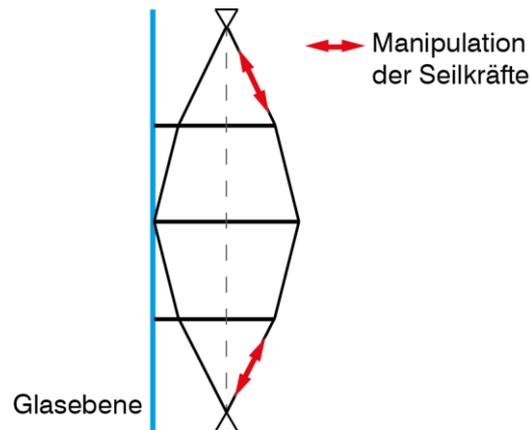


Abbildung 39: Seilverspannte Glasfassade mit Verformungskontrolle nach [89]

Die bisher vorgestellten Arbeiten widmen sich der Problemstellung der dynamischen Adaption zur Kompensation von Schwingungen. Die statische Adaption dagegen wurde erstmals von Zuk [72] vorgeschlagen. Diese aktive Reduktion von inneren Kräften und Verformungen infolge statischer und quasi-statischer Beanspruchungen hat sich seitdem als eigener Forschungsbereich etabliert. Einen Überblick über den aktuellen Stand der statischen Adaption geben Sobek et al. und Neuhäuser et al. [73, 74].

Durch gezielte Auflageverschiebungen wird beispielsweise von Kirsch und Moses [91] gezeigt, wie an statisch unbestimmten Einfeld- und Zweifeldträgern die Spannungen und Verformungen im Tragwerk kontrolliert werden können. Im Vergleich zu den passiven Systemen ergeben sich kleinere Querschnitte bzw. eine Verbesserung der Leistungsfähigkeit des Systems.

Eine Leistungssteigerung durch eine aktive Verformungskontrolle bei unterspannten Trägern wird durch Domke [92, 93] untersucht. Des Weiteren wird durch die Anpassung der Unterspannung die Tragfähigkeit des Trägers erhöht. Andere Autoren [94–97] untersuchen analytisch, numerisch und experimentell die Manipulation von Tensegrity-Strukturen mittels aktiven Druckstreben.

Teuffel [7] entwickelte außerdem das sogenannte Last-Pfad-Management. Dieses Entwurfskonzept für adaptive Stabtragwerke beinhaltet im Wesentlichen zwei Schritte. Die Bestimmung des optimalen Kraftpfads bei einer Mannigfaltigkeit von Lastfällen und die Ermittlung der Anzahl sowie der Position der notwendigen Sensoren und Aktoren. Aus diesen beiden Arbeitsschritten resultiert der erforderliche Adaptionsvorgang. Diesem Konzept liegt ein linear elastischer Ansatz zugrunde, der den adaptiven Zustand des Tragwerks durch Superposition des passiven mit dem aktiven Zustand ermöglicht (Gleichung (3-1)). Dabei wird als passiver Zustand das System unter äußerer Belastung ohne das aktive Mitwirken der Aktoren definiert. Der aktive Zustand beschreibt das System mit der erforderlichen Reaktion der Aktoren, jedoch ohne äußere Belastung. Die Überlagerung beider Zustände ergibt den adaptiven Zustand.

$$N_{adaptiv} = N_{passiv} + N_{aktiv} \quad (3-1)$$

mit N Stabkraft

Auf Grundlage des Last-Pfad-Managements wird in verschiedenen Veröffentlichungen [9, 98] eine Methode zur Entwicklung adaptiver Strukturen mit dem Optimierungsziel des minimalen Gesamtenergieaufwandes (Graue Energie + Betriebsenergie) vorgestellt. Diese Methode ermöglicht ein "Fully-Stressed-Design" sowie die Ermittlung der erforderlichen Anzahl und der optimalen Platzierung von Aktoren mit einer Energieeinsparung von bis zu 70 % [99]. An einem adaptiven, dreidimensionalen Fachwerkkragarm wurde diese Methode auch experimentell validiert [100, 101].

Weiterhin stellt Lemaitre [5] eine Methode zum Entwurf optimaler Topologien von adaptiven Stabtragwerken unter beliebigen statischen Lastfällen vor. Dabei wird die Anzahl und Position der erforderlichen Aktoren sowie der Bedarf an Energie auf ein Minimum reduziert.

Die Manipulation von Flächentragwerken wird zusätzlich von Weilandt [6] mit einem linearen Ansatz untersucht. Dabei werden drei verschiedene Arten der Adaption betrachtet: eine vollflächige, eine partielle und eine Randaktivierung. Neuhäuser [8] berücksichtigt in seinen Untersuchungen zur Homogenisierung von Spannungsfeldern bei adaptiven Schalenträgwerken das nichtlineare Tragverhalten. Bei nichtlinearen Systemen ist Gleichung (3-1) nicht mehr anwendbar. Die Manipulation des Lastabtrags erfolgt in dieser Arbeit mittels Auflagerverschiebung.

3.2 Sicherheitskonzepte

Die Frage nach der Sicherheit von adaptiven Tragwerken wird schon seit Beginn der Forschungen in den 60er-Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts diskutiert.

In Europa wird im Bauwesen ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept angewendet. Die Unsicherheiten auf der Einwirkungsseite werden von den Unsicherheiten auf der Widerstandsseite (z.B. Materialkennwerte des verwendeten Baustoffs) getrennt über Teilsicherheitsbeiwerte betrachtet. Es wird davon ausgegangen, dass alle einzelnen Einwirkungen respektiv alle traglastmindernden Einflüsse bei Kombination nicht gleichzeitig in der maximalen Bemessungsgröße (in der Regel mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von einmal in 50 Jahren) auftreten. Eine gewisse Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks wird dabei akzeptiert. Die Bemessung von Tragwerken erfolgt in der Regel für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. [102–104] „Zentraler Bestandteil auf der Einwirkungsseite beim semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept ist, die maßgebenden Lastfallkombinationen unter Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit des Auftretens zu identifizieren, um dann diese dem Tragwiderstand gegenüber stellen zu können“ [105, S. 14].

Des Weiteren diskutiert Del Grosso [106] ein allgemeines Vorgehen für die Abschätzung der Sicherheit von aktiven Komponenten in adaptiven Tragwerken. Der Autor weist darauf hin, dass aufgrund der geringen Datensätze dieser Systeme statistische Methoden nur auf qualitativer Ebene angewendet werden können. Dies zeigt sich auch bei den Sicherheitsuntersuchungen eines adaptiven Schalenträgwerks bei Sobek [103, 107]. Die hierfür entwickelten aktiven Komponenten konnten aufgrund ihres noch sehr frühen Entwicklungsstadiums nur mit qualitativen Methoden wie der Fehlerbaumanalyse und der Fehlermöglichkeits- und Einflussanalyse untersucht werden. Bei der Erarbeitung eines Maßnahmenkatalogs flossen verschiedene Ansätze aus den Disziplinen des Flugzeugbaus und des Maschinenbaus mit ein.

Einige Autoren [7, 72, 73, 77] schlagen vor, für adaptive Tragwerke ein „Fail-Safe-Concept“ anzuwenden, welches auch im konstruktiven Glasbau Anwendung findet [108]. Bei diesem Konzept wird das System redundant ausgelegt, d.h. beim Ausfall einzelner Bauteile wird die Funktion von anderen Bauteilen übernommen. Seinen Ursprung hat das „Fail-Safe-Concept“ im Flugzeugbau. [109]

Der Flugzeugbau legt seine Systeme nach Minimal Kriterien aus. Dabei sind „zur Sicherung der Ermüdungs- und Betriebsfestigkeit [...] besondere konstruktive Maßnahmen erforderlich, die Schadensfreiheit für das ganze Leben (Safe-Life-Quality) oder Schadenstoleranz und hinreichende Resttragfähigkeit (Fail-Safe-Quality) garantieren. Hierzu sind Unterteilungen und Redundanzen im Struktursystem vorzusehen, aber auch Möglichkeiten zur Inspektion, zur Reparatur und zur partiellen Austauschbarkeit“ [110, S. 4].

Im Rahmen des Sonderforschungsbereich 1244 „Adaptive Hüllen und Strukturen für die gebaute Umwelt von morgen“ an der Universität Stuttgart wird die Frage der Sicherheit von adaptiven Tragwerken durch eine interdisziplinäre Forschungsgruppe aus den Bereichen Bauwesen, Maschinen- und Flugzeugbau fortgesetzt [111].

3.3 Beurteilung der Effizienz

Um adaptive Tragwerke gegenüber konventionellen Tragwerken zu beurteilen, müssen verschiedene Aspekte betrachtet werden. Die Parameter Leistungsfähigkeit und Materialeinsatz im Tragwerk wurden bereits in den in Kapitel 3.1 vorgestellten Untersuchungen berücksichtigt. Einzelne Arbeiten wie von Teuffel oder Neuhäuser [7, 8] berücksichtigen zusätzlich die einzusetzende Energie während des Betriebs des Systems.

Senatore [99, 100] untersucht außerdem die Effizienz seiner zuvor entwickelten Methode zur Entwurfsoptimierung von adaptiven Fachwerkträgern [9], welche bei der Optimierung den Zielkonflikt zwischen der zu reduzierenden grauen Energie und der zusätzlich erforderlichen Betriebsenergie berücksichtigt. In den Analysen von Senatore [99, 100] wird der Energieaufwand über den gesamten Lebenszyklus sowie die Kosten von verschiedenen statischen Systemen von Fachwerkträgern betrachtet. Bei der Kostenanalyse wählt der Autor einen vereinfachten Ansatz und die Kosten für Aktoren und Controller entsprechen denen von Standardkomponenten. Die Kosten für Sensoren wurden aufgrund ihrer Geringfügigkeit vernachlässigt. Für die Stahlbauteile wurde der Stahlpreis zum Betrachtungszeitpunkt herangezogen. Über Aufwendungen wie Transport, Herstell- und Entsorgungskosten werden keine Angaben gemacht.

Des Weiteren wurde im Rahmen der Forschungsgruppe 981 „Hybride Intelligente Konstruktionselemente“ eine ökobilanzielle Untersuchung an der „Stuttgart Smart Shell“, eines adaptiven Schalentragwerks in Holzbauweise durchgeführt. Die Ergebnisse wurden mit einer fiktiven konventionell hergestellten Betonschale mit derselben Spannweite verglichen. Es zeigte sich, dass der Materialeinsatz und die CO₂-Emissionen über den gesamten Lebenszyklus betrachtet bei dem adaptiven Schalentragwerk geringer sind. [112]

Die allgemein gültige ökobilanzielle Betrachtung, auch Ökobilanz oder LCA (Life Cycle Analysis) genannt, umfasst den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks (Abbildung 40).

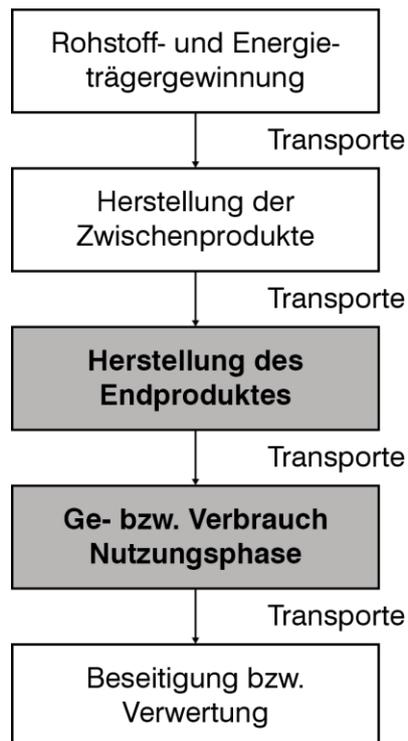


Abbildung 40: Lebenszyklus eines Bauwerks nach [113]

Die vorgestellten Arbeiten zeigen jedoch, dass sich alle Autoren auf Annahmen bzw. Vereinfachungen stützen mussten, da die anzuwendende Methode der Ökobilanz für konventionelle Tragwerke ausgelegt ist und aktive Komponenten noch nicht erfasst wurden. Der Sonderforschungsbereich 1244 „Adaptive Hüllen und Strukturen für die gebaute Umwelt von morgen“ der Universität Stuttgart widmet sich auch der Entwicklung geeigneter Methoden zur Erstellung ganzheitlicher Bilanzierungen von adaptiven Tragwerken [111].

Es ist deutlich geworden, dass adaptive Systeme wind- und erdbebeninduzierte Schwingungen auffangen können und von einem geringeren Materialeinsatz profitieren. Die hier aufgeführten bestehenden Erkenntnisse zu adaptiven Tragwerken sollen im Folgenden als Voraussetzung für weitere Untersuchungen dienen.

4 Windeinwirkungen

Der Wind ist eine räumliche Bewegung der Luft im erdoberflächennahen Bereich, welche durch verschiedene Faktoren beeinflusst wird. Die Windgeschwindigkeit und -richtung sind starken Schwankungen unterworfen [114] und um diese im Bauwesen zu erfassen, werden in den einschlägigen Normen konservative Ansätze und Vereinfachungen getroffen.

Um adaptive Systeme optimal zu nutzen, sind die bisher in den Normen vereinbarten Ansätze und Vereinfachungen unzureichend; es ist stattdessen unumgänglich, die Windsituation des Standortes des Tragwerks vorab zu erfassen. Je genauer der Wind erfasst werden kann, umso effizienter kann das Tragwerk ausgelegt werden.

Nachfolgend werden grundsätzliche Phänomene und Begrifflichkeiten erläutert sowie normative und alternative Ansätze miteinander verglichen. Des Weiteren werden die in Kapitel 7.3 verwendeten statistischen Methoden zur Auswertung von Winddaten vorgestellt.

4.1 Die Natur des Windes

Wind ist ein zufälliger, geophysikalischer Prozess. Er entsteht durch barometrische Druckunterschiede sowie durch die Coriolis- und Zentrifugalkraft der Erde [115]. Bei der Windströmung wird in zwei Zonen unterschieden:

- Die Zone der Grenzschicht nahe der Erdoberfläche, in der aufgrund der Topologie und Rauigkeit des Geländes die Bewegung der Luftmassen abgebremst bzw. gestört wird und es somit zu Verwirbelungen kommt [116].
- Die Zone des Gradientenwindes, der mit konstanter Windgeschwindigkeit ungestört über der Grenzschicht strömt [116].

Die Grenzschicht erstreckt sich in Abhängigkeit der Topografie des Geländes bis in eine Höhe von ungefähr 600 m (siehe auch Kap. 4.2). Durch die Rauigkeit der Erdoberfläche wird die Strömung der Luft abgebremst. Wälder und Bebauungen bringen die geordneten Luftpartikel durcheinander, es entstehen Turbulenzen. [114]

Die Strömungsmechanik unterscheidet außerdem zwischen laminarer und turbulenter Strömung (Abbildung 41). Bei der laminaren Strömung bewegen sich die einzelnen Partikel in geordneten Schichten. Im Gegensatz dazu ist die turbulente Strömung ungeordnet und chaotisch. Die Schwankungen in der Strömungsgeschwindigkeit und die Änderung der Strömungsrichtung führen zu einem Impulsaustausch zwischen den einzelnen Partikeln. [117]

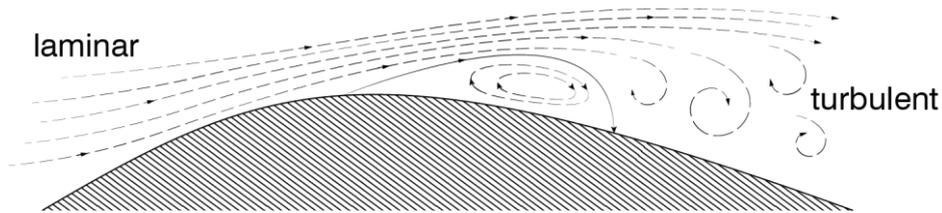


Abbildung 41: Schematische Darstellung der laminaren und turbulenten Strömung nach [118]

Die Turbulenz des Windes besteht aus einer Vielfalt von Windböen mit verschiedenen Ausdehnungen, Geschwindigkeiten und Strömungsrichtungen. Dies kann an einem Windvektor veranschaulicht werden (Abbildung 42). [115, 119]

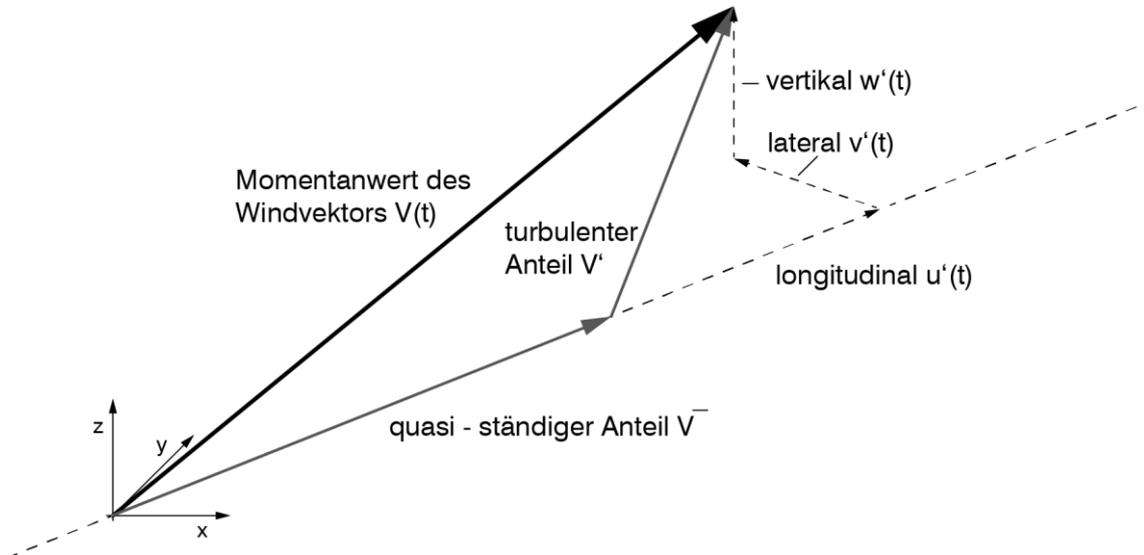


Abbildung 42: Komponenten des Windvektors nach [115, 119]

Die momentane Windgeschwindigkeit $V(t)$ kann in einen quasi-ständigen Anteil \bar{V} und einen turbulenten Anteil $V'(t)$, den Schwankungsanteil, zerlegt werden (Gleichung (4-1)). Der turbulente Anteil (Gleichung (4-2)) besteht aus den longitudinalen $u'(t)$, lateralen $v'(t)$ und vertikalen $w'(t)$ Komponenten. Der quasi-ständige Anteil kann als stationär und homogen angenommen werden, d.h. die Windgeschwindigkeit dieses Anteils ist räumlich und zeitlich konstant, im Gegensatz zum Schwankungsanteil. Dieser ist instationär und inhomogen. [115, 119]

$$V(t) = \bar{V} + V'(t) \tag{4-1}$$

$$V'(t) = u'(t) + v'(t) + w'(t) \tag{4-2}$$

Werden die Aufzeichnungen eines Windschreibers (Abbildung 43) betrachtet, zeigt sich der quasi-ständige Anteil als Mittelwert \bar{V} der betrachteten Zeitreihe der Windgeschwindigkeit. Die Fluktuationen zwischen diesem Mittelwert beschreiben den Schwankungsanteil.

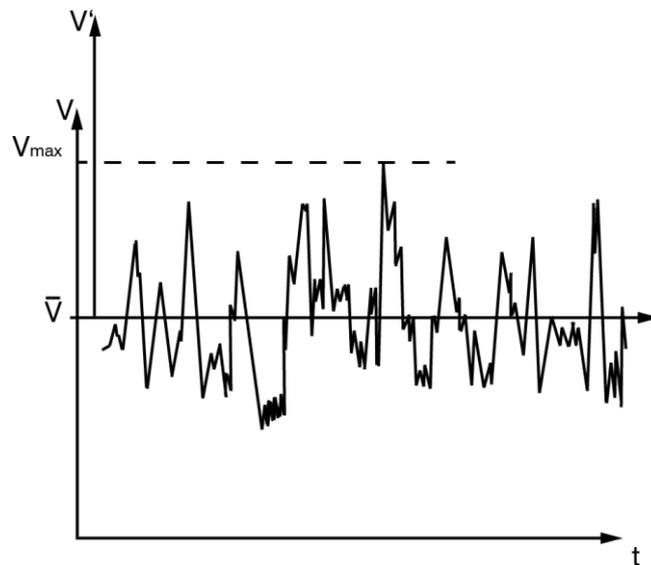


Abbildung 43: Aufzeichnung eines Windschreibers nach [53]

Zur Beschreibung der Intensität der Schwankungsanteile bzw. Turbulenz führte Van der Hoven Messungen in 100 m Höhe durch und leitete anhand dieser Messungen das sogenannte Energiespektrum des Windes ab [120]. Das Energiespektrum zeigt die Verteilung der kinetischen Energie der Turbulenzen in verschiedenen Frequenzbereichen. Davenport ergänzte dieses Spektrum wie in Abbildung 44 dargestellt. Das erste Maximum im Bereich bei ungefähr einer Minute liegt im mikro-meteorologischen Bereich, auch Böenspektrum genannt. Der böige Wind kann zu dynamischen Beanspruchungen führen. Im Bereich zwischen 5 Minuten und ca. 4 Stunden ist die Energie des Spektrums sehr gering. Dies bedeutet, dass in diesem Frequenzbereich keine großen zyklischen Schwankungen der Windgeschwindigkeit auftreten. Aufgrund dessen eignet sich dieser Frequenzbereich – die spektrale Lücke – als Zeitintervall für den quasi-ständigen Windgeschwindigkeitsanteil. Die anderen Maxima liegen bei mehreren Stunden bzw. Tagen im makro-meteorologischen Bereich. Diese Windeinwirkungen führen zu statischen Beanspruchungen. [114, 115, 120, 121]

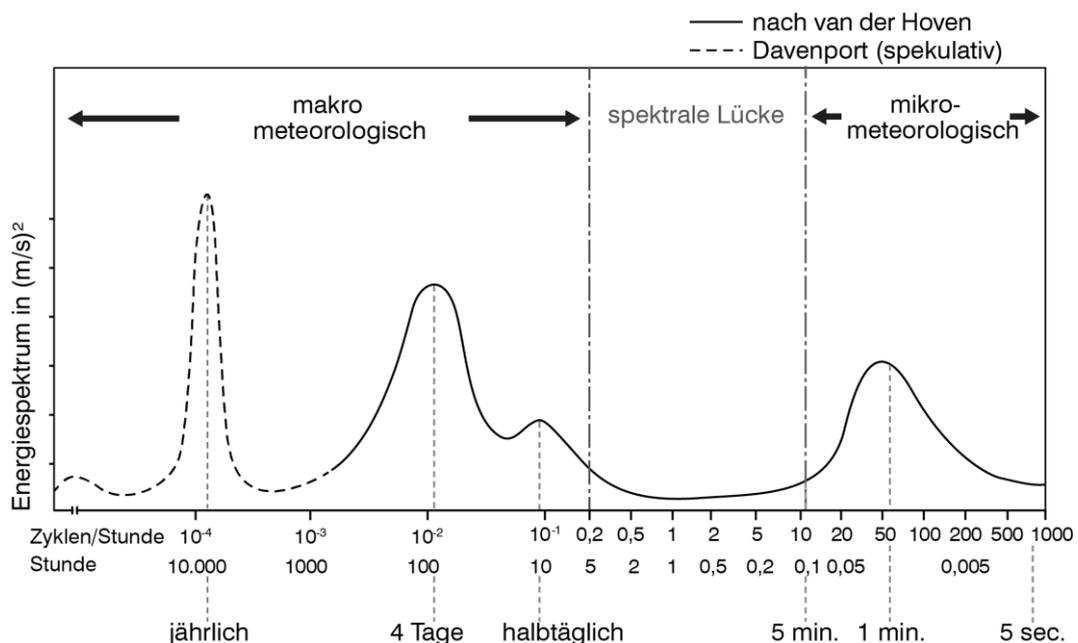


Abbildung 44: Windenergiespektrum nach [120] aus [118]

Um Abschätzungen über beispielsweise die Windgeschwindigkeiten und deren Auftretenswahrscheinlichkeiten zu treffen, kann der Wind statistisch beschrieben werden. Die hierfür eingesetzten statistischen Methoden werden in Kapitel 4.3 beschrieben.

4.2 Wind im Bauwesen

Trifft die Windströmung auf die starre Oberfläche eines Baukörpers, wird sie abgebremst und erzeugt normal zur Oberfläche Druckkräfte. Besonders an scharfen Kanten wie Gebäudeecken löst sich die Strömung ab und es entstehen Sogkräfte (Abbildung 45). Die Reibungskräfte, die parallel zur Fläche wirken, werden im Allgemeinen vernachlässigt. Die auf die Gebäudeoberflächen resultierenden Beanspruchungen werden als aerodynamische Kräfte bezeichnet und sind von folgenden Faktoren abhängig:

- der Geschwindigkeit und der Richtung der Strömung
- der Form des Bauwerks
- der Luftdichte ρ
- und der Grenzschicht.

Wie in Abbildung 45 schematisch dargestellt, variiert die Druck- bzw. Sogverteilung auf einen umströmten prismatischen Baukörper aufgrund der Strömungsablösung und den daraus entstehenden Wirbeln.

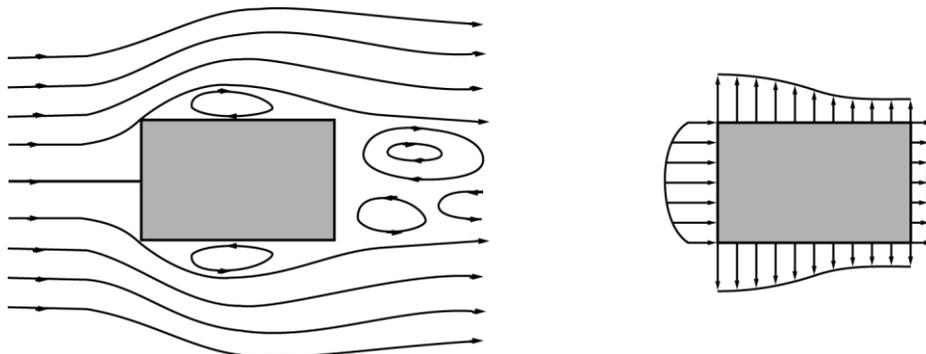


Abbildung 45: Schematische Darstellung eines umströmten Prismas (Anströmung parallel zu einer Hauptachse), links: Stromlinien, rechts: Druck- und Sogverteilung nach [114]

Zur Ermittlung dieser Strömungsverteilung ist der Strömungswiderstandskoeffizient oder auch aerodynamischer Beiwert, welcher eine konstante dimensionslose Zahl ist, erforderlich. Dieser aerodynamische Beiwert ergibt sich aus der gemessenen Strömungswiderstandskraft, die auf den Staudruck und eine Referenzfläche normiert wird. Im Bauwesen wird im aerodynamischen Beiwert bei einfachen Baukörpern die gesamte Bauwerksgeometrie berücksichtigt. Bei komplexen Bauwerken sind zusätzlich besondere Überlegungen erforderlich. Die resultierende Windkraft w (Gleichung (4-3)), welche auf die Bauwerksoberfläche wirkt, ist abhängig vom aerodynamischen Beiwert und vom Staudruck q_s (Gleichung (4-4)). [114]

$$w = c_{pe} \cdot q_s \quad (4-3)$$

mit c_{pe} aerodynamischer Beiwert (dimensionslos)

q_s Staudruck in N/m²

$$q_s = \frac{\rho \cdot v(z)^2}{2} \quad (4-4)$$

mit ρ Luftdichte mit 1,25 kg/m³ [122]

$v(z)$ Windgeschwindigkeit in Höhe z in m/s

z Höhe über Grund in m

Innerhalb der Grenzschicht stellt sich ein vertikales Windprofil ein, das die mittlere Windgeschwindigkeit über die Höhe z beschreibt. Darüber strömt der Gradientenwind konstant mit der Geschwindigkeit v_G auf Höhe z_G . Je stärker die Bebauung und die damit verbundene Rauigkeit der Geländeoberfläche, umso größer sind die Turbulenzen in der Strömung und die Höhe der Grenzschicht (Abbildung 46). [123]

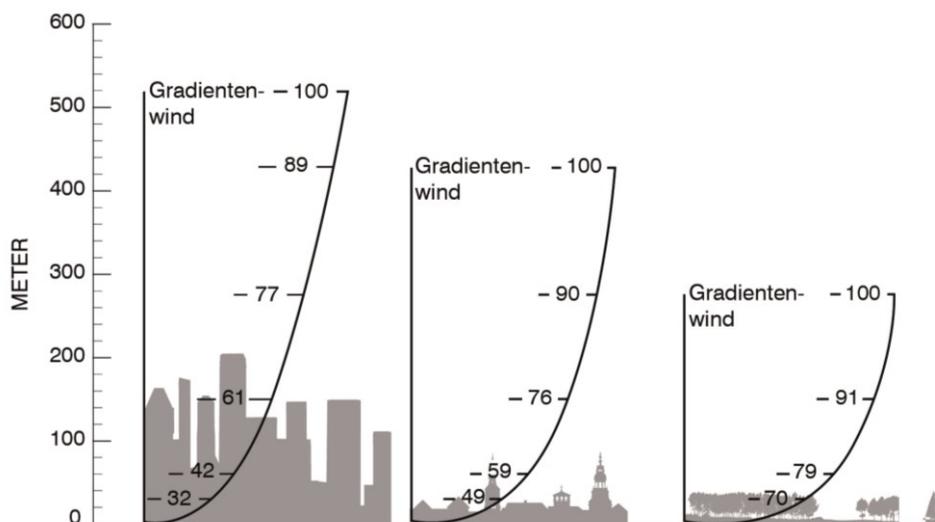


Abbildung 46: Vertikaler Verlauf der mittleren Windgeschwindigkeit (Stundenmittelwert) bei verschiedenen Geländekategorien nach [123], links: Innenstadt, Mitte: Vorort, rechts: offenes Gelände

Das vertikale Windprofil kann durch ein Exponentialgesetz (Gleichung (4-5)) beschrieben werden. Es ist abhängig von der betrachteten Höhe z , der Geschwindigkeit v_G des Gradientenwindes auf Höhe z_G und der Topografie der Erdoberfläche, die über den Profilerponent α beschrieben wird. [123]

$$v(z) = v_G \cdot \left(\frac{z}{z_G}\right)^\alpha \quad (4-5)$$

Anstatt der Gradientenhöhe kann auch jeder andere Referenzpunkt herangezogen werden [115]. In [114] wird beispielsweise wie in der aktuell gültigen Windlastnorm [124] das Exponentialgesetz auf die meteorologische Messhöhe von 10 m über Grund bezogen (Gleichung (4-6)).

$$v(z) = v(z = 10m) \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad (4-6)$$

In der deutschen Windlastnorm [122, 124] werden außerdem für den Profilexponenten vier Geländekategorien unterschieden (Tabelle 2).

Tabelle 2: Geländekategorien und zugehöriger Profilexponent nach [122] für die mittlere Windgeschwindigkeit (Mittelungsintervall 10-Min)

Geländekategorie		α [-]
I	Offene See	0,12
II	Offenes Gelände	0,16
III	Vororte, Industriegebiete, etc.	0,22
IV	Stadtgebiete	0,30

Bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken wird aufgrund der komplexen Windverhältnisse die Vereinfachung der einhüllenden Windböe getroffen. Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Ausdehnung der Windböe größer als das gesamte Bauwerk ist und die kinetische Energie am höchsten ist. Mit dieser Annahme kann die Böenwindgeschwindigkeit als statische Beanspruchung angesetzt werden. [125]

In der DIN EN 1991-1-4 für Windlasten [124] wird zwischen der Basiswindgeschwindigkeit v_b – einem 10-Minuten- Mittelwert – und der Böenwindgeschwindigkeit v_p – einem 3-Sekunden-Mittelwert – unterschieden. Die Windzonenkarte unterteilt Deutschland in vier Windzonen, aus denen die Basiswindgeschwindigkeit v_b sowie der Basiswindgeschwindigkeitsdruck q_b für die jeweilige Zone hervorgehen [122]. Die Böenwindgeschwindigkeit v_p (Gleichung (4-7)) und der Böenwindgeschwindigkeitsdruck q_p (Gleichung (4-8)) bezogen auf die Höhe z berechnen sich nach DIN EN 1991-1-4 [122] für Geländekategorie II (offenes Gelände) nach der Exponentialfunktion wie folgt:

$$\text{Böenwindgeschwindigkeit} \quad v_p(z) = 1,45 \cdot v_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,120} \quad (4-7)$$

mit v_b Basiswindgeschwindigkeit in 10 m ü. Grund in m/s (10-Min.-Mittelwert)
 z Höhe über Grund in m

$$\text{Böenwindgeschwindigkeitsdruck} \quad q_p(z) = 2,1 \cdot q_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} > z_{min} \quad (4-8)$$

$$= 1,7 \cdot q_b \leq z_{min} \quad (4-9)$$

mit q_b Basiswindgeschwindigkeitsdruck in 10 m ü. Grund in m/s (10-Min.-Mittelwert)
 z Höhe über Grund in m

Die empirischen Formeln basieren auf vorangegangenen Messungen und statistischen Auswertungen.

Velozzi und Cohen [126] stellen beispielsweise in Abbildung 47 Umrechnungsfaktoren von Stundenmittelwerten auf kürzere Zeitintervalle zur Verfügung, die durch Dust [127] aus Messungen in der Geländekategorie II (offenes Gelände) abgeleitet wurden.

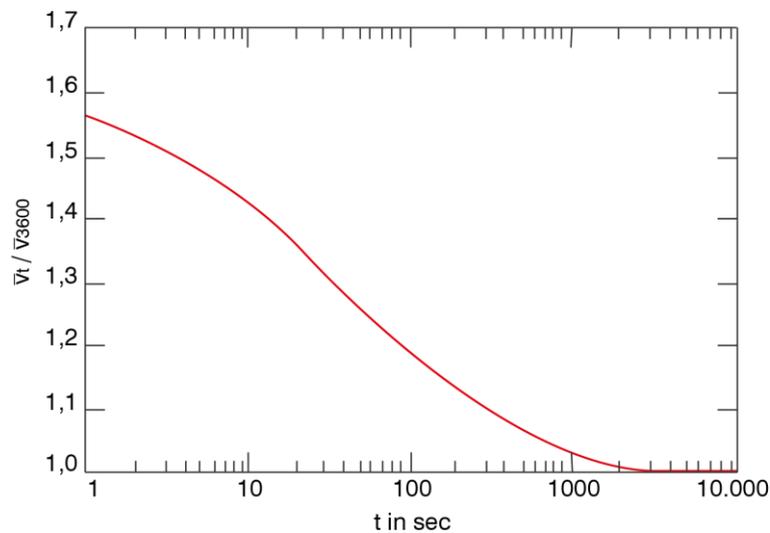


Abbildung 47: Umrechnung der Stundenmittelwerte aus [128] nach [126]

Bei schwingungsanfälligen Bauwerken können die Annahme der einhüllenden Windböe und die damit verbundenen Vereinfachungen nicht mehr getroffen werden. Die Ursache der windinduzierten Schwingungen hängt dabei von verschiedenen Parametern ab. Die aerodynamischen Schwingungsphänomene können, wie in Abbildung 48 gezeigt, in Richtung der Windströmung oder senkrecht zu ihr erfolgen. [53]

Dabei unterscheidet Petersen [53] böen- und wirbelinduzierte Schwingungen. Die böeninduzierten Schwingungen erfolgen in Strömungsrichtung durch die turbulenten Schwankungen des Windes (Abbildung 48, oben). Wirbelinduzierte Schwingungen dagegen entstehen quer zur Windströmung (Abbildung 48, unten).

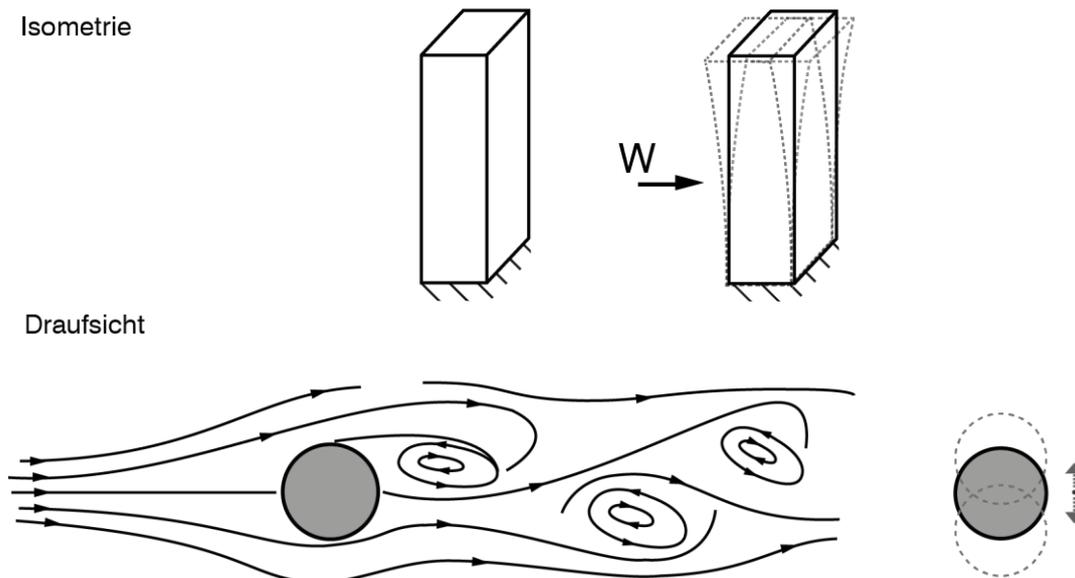


Abbildung 48: Aerodynamische Schwingungsphänomene, oben: in Strömungsrichtung (böeninduziert), unten: senkrecht zur Strömungsrichtung (schematische Darstellung Kármánsche Wirbelstraße, wirbelinduziert)

Insgesamt sind für die Beschreibung der dynamischen Eigenschaften des Windes, die zu Schwingungen bei Bauwerken führen können, primär die Schwankungsanteile von Interesse.

Zur statistischen Bestimmung der böeninduzierten Beanspruchungen sind folgende Einflussgrößen zu bestimmen: [115, 119, 129]

- die Größe der Schwankungsanteile, diese entsprechen dem statistischen Wert der Varianz bzw. Standardabweichung (Kapitel 4.3.3)
- die räumliche Ausdehnung der Böe durch das Integrallängenmaß $L_{u,u}$ (Kapitel 4.3.3)
- der Frequenzbereich mit der maximalen Energie einer Böe mit Hilfe des Energiespektrums (Kapitel 4.3.4)

4.3 Statistische Methoden

Die Windgeschwindigkeiten aus der Windzonenkarte Deutschlands [122] basieren auf statistischen Analysen. Dabei wurden deutschlandweit Winddaten von mehreren Messstationen ausgewertet. Die an einem Standort aufgezeichneten Windgeschwindigkeiten auf einer „Höhe von 10 m über flachem offenen Gelände“ [124] wurden in 10-Minuten-Mittelwerte umgerechnet.

Auf Grundlage dieser Mittelwerte wurde eine Extremwertanalyse zur Ermittlung der Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0}$ durchgeführt. Die jährliche Überschreitenswahrscheinlichkeit beträgt 2 %, was einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren entspricht. [124]

Die deutsche Windzonenkarte enthält für das gesamte Bundesgebiet vier Windzonen (Abbildung 49), mit den Basiswindgeschwindigkeiten $v_{b,0}$ und Basiswinddrücken $q_{b,0}$. Sie werden – wie in Kapitel 4.2 beschrieben – über statistisch ermittelte Umrechnungsfaktoren in Böenwindgeschwindigkeiten v_p und -drücke q_p für die Höhe z umgerechnet.

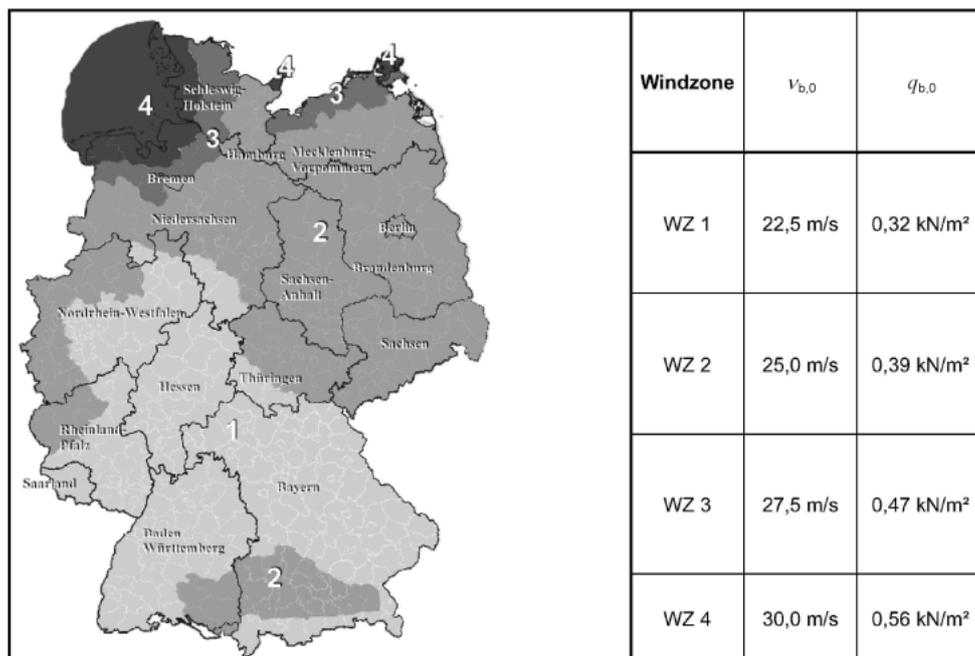


Abbildung 49: Windzonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland [122]

Wie Overend et al. [130] beschrieben, können die Windlastannahmen gemäß Norm sowohl sehr sicher, als auch sehr unsicher sein. Dies kann unter anderem auf den Klimawandel (Temperaturänderungen, Änderung des barometrischen Drucks, etc.) zurückgeführt werden, da sich aufgrund der globalen Erwärmung die Wetterereignisse in den Regionen verändern.

Aus diesen Gründen ist es erforderlich, die Windlasten für die Standorte adaptiver Tragwerke neu zu ermitteln. Die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten statistischen Methoden zur Ermittlung der statischen und dynamischen Windbeanspruchungen werden nachfolgend vorgestellt. Einen umfangreichen Überblick über die statistische Auswertung von Winddaten geben beispielsweise Bachmann [115] und Schönwiese [131].

4.3.1 Approximation der Grundgesamtheit

Basierend auf Stichproben, die einen Teil einer Grundgesamtheit repräsentieren, können mit Hilfe theoretischer Modelle verschiedene Phänomene beschrieben werden. Die Stichproben müssen bei gleichbleibenden Randbedingungen gemessen werden. Dies bedeutet für Winddaten, dass sie an einem festgelegten Standort in einer bestimmten Höhe (i. d. R. 10 m über Grund) über einen bestimmten Zeitraum mit derselben Messmethode aufgezeichnet werden müssen. Außerdem sollten die Aufzeichnungen lückenlos sein bzw. die Messungen immer zum selben Zeitpunkt erfolgen bzw. mit derselben Intervalllänge Δt . Sofern diese Bedingungen eingehalten sind, wird von Zeitreihen gesprochen. [131]

Die Windgeschwindigkeitsdaten v_i sind abhängig von Ortskoordinaten und von der Zeitordinate: [131]

$$v_i(x, y, z, t_i) \quad (4-10)$$

mit x, y, z feste Ortskoordinaten

i $i=1, \dots, n$

t_i Zeitordinate in s (äquidistante Zeiten)

es gilt: $t_{i+1} - t_i = \Delta t = konst.$

Δt Zeitintervall in s mit konstanter Länge

Auf Grundlage der Stichprobe in Form einer Häufigkeitsverteilung kann die Grundgesamtheit mit einer empirischen Dichte- bzw. Verteilungsfunktion beschrieben werden.

Wie von Bachmann [115] und Dyrbye und Hansen [132] dargelegt, eignet sich die zweiparametrische Weibullverteilung zur Approximation der Grundgesamtheit von Windgeschwindigkeiten. Die Weibullverteilung ermöglicht es durch zwei Parameter, (Skalierungsparameter α und Formparameter β) verschiedene Funktionskurven darzustellen (Abbildung 50).

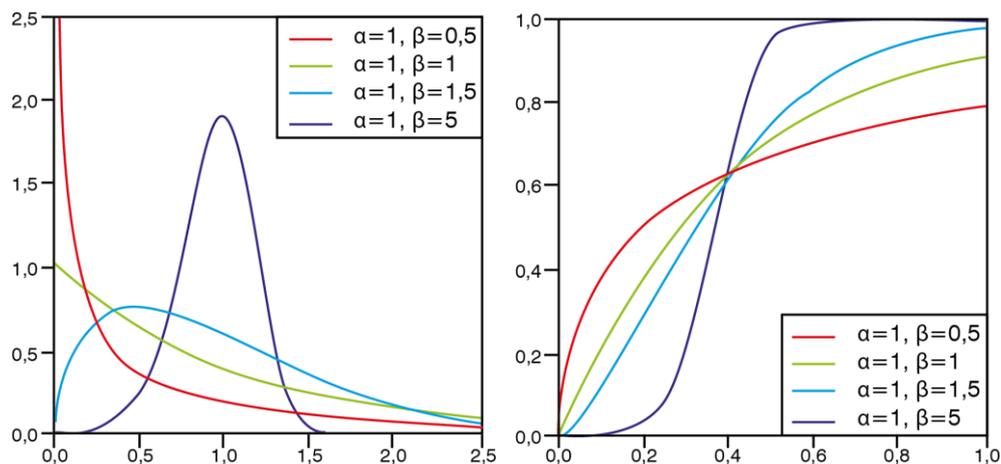


Abbildung 50: Weibullverteilung mit verschiedenen Formparametern β : links Dichtefunktionen, rechts Verteilungsfunktionen nach [133]

Die Häufigkeitsverteilung wird mit der Dichtefunktion $f(x|\alpha, \beta)$ (Gleichung (4-11)) und die kumulative Häufigkeitsverteilung mit der Verteilungsfunktion $F(x|\alpha, \beta)$ (Gleichung (4-12)) beschrieben: [133]

$$\text{Dichtefunktion} \quad f(x|\alpha, \beta) = \frac{\beta}{\alpha} \cdot \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} \cdot e^{-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^\beta} \quad (4-11)$$

$$\text{Verteilungsfunktion} \quad F(x|\alpha, \beta) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^\beta} \quad (4-12)$$

mit α Skalierungsparameter $\alpha > 0$
 β Formparameter $\beta > 0$

Die Parameter α und β können über geeignete Schätzverfahren mit Hilfe des Mittelwerts (4-13) und der Varianz (4-14) bzw. Standardabweichung an die Stichprobe und somit an die Grundgesamtheit approximiert werden. [115, 133]

$$\text{Mittelwert} \quad \mu = \alpha \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \quad (4-13)$$

$$\text{Varianz} \quad \sigma^2 = \alpha^2 \cdot \Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \quad (4-14)$$

mit $\Gamma(x)$ *Gammafunktion*¹

In dieser Form lässt sich die Weibullverteilung jedoch nicht auf Extremwertanalysen anwenden.

¹ Definition laut [133]: „Die Gammafunktion, das EULERSche Integral zweiter Gattung [...], ermöglicht eine Ausdehnung der Fakultät auf beliebige Zahlen x , auch auf komplexe Zahlen.“

$$\Gamma(x) = \int_0^\infty e^{-t} \cdot t^{x-1} dt \quad (x > 0)$$

4.3.2 Extremwertanalysen

Zur Ermittlung der Auftretenswahrscheinlichkeit bzw. der Nicht-Überschreitenswahrscheinlichkeit von Extremereignissen wird stattdessen die Extremwertanalyse herangezogen. Im Bauwesen sind diese Ereignisse zur Abschätzung einer Grenzverteilung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit relevant. [104]

Wie schon eingangs erwähnt, wird die Extremwertanalyse z. B. zur Bestimmung der Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0}$ verwendet. Dabei werden nur Starkwindereignisse (Extremwerte), die unabhängig voneinander sind betrachtet. Für die Ermittlung der Extremwerte gibt es verschiedene Methoden. Von Bachmann [115] wird die Methode der Sturmmaxima oder auch Peaks-Over-Threshold (POT) empfohlen. Bei dieser Methode werden Ereignisse betrachtet, die größer einer definierten Nicht-Überschreitenswahrscheinlichkeit P_i (4-15) sind. [115] setzt die Nicht-Überschreitenswahrscheinlichkeit $P_i \geq 0,001$. Berücksichtigt werden darf nur der maximale Mittelwert innerhalb eines Sturmereignisses.

$$P_i = \left(\frac{i - a}{N + b} \right)^{\frac{N}{k}} \geq 0,001 \quad (4-15)$$

mit	a	Parameter $a = 0,44$ nach [134]
	b	Parameter $b = 0,12$ nach [134]
	i	Rang des Sturms
	N	Anzahl der Starkwindereignisse
	k	Betrachtungszeitraum in Jahren

Für die Approximation der Extremwerte eines theoretischen Modells kommen drei Extremwert-Verteilungsfunktionen nach Fisher-Tippett zur Anwendung. Bachmann [104] hat die Verteilungsfunktionen differenziert für maximale und minimale Extremwerte beschrieben. Bei Windereignissen handelt es sich um maximale Extremwerte, daher werden im Folgenden lediglich die Funktionen für die Maxima vorgestellt.

Typ I: Gumbel-Verteilung nach [104]

$$F(x|\alpha, \mu) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}} \quad (4-16)$$

mit	α	Skalierungsparameter	$\alpha > 0$
	μ	Lageparameter	$\mu \in \mathbb{R}$

Typ II: Fréchet-Verteilung nach [104]

$$F(x|\alpha, \beta, \mu) = e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)^{-\beta}} \quad (4-17)$$

mit	α	Skalierungsparameter	$\alpha > 0$
	β	Formparameter	$\beta > 0$
	μ	Lageparameter	$\mu \leq x < +\infty$

Typ III: Inverse-Weibull-Verteilung nach [104]

$$F(x|\alpha, \beta, \mu) = e^{-\left(\frac{\mu-x}{\alpha}\right)^{\beta}} \quad (4-18)$$

mit	α	Skalierungsparameter	$\alpha > 0$
	β	Formparameter	$\beta > 0$
	μ	Lageparameter	$-\infty < x \leq \mu$

Diese drei Extremwert-Verteilungen können auch über eine generalisierte (allgemeine) Extremwertverteilung durch den Formparameter β dargestellt werden. Ist der Formparameter $\beta = 0$ entspricht dies der Gumbel-Verteilung, für $\beta < 0$ der Fréchet-Verteilung und $\beta > 0$ der Inverse-Weibull-Verteilung. [104]

$$F(x|\alpha, \beta, \mu) = e^{-\left(1-\beta\frac{x-\mu}{\alpha}\right)^{1-\beta}} \quad (4-19)$$

mit	α	Skalierungsparameter	$\alpha \in \mathbb{R}$
	β	Formparameter	$\beta \in \mathbb{R}$
	μ	Lageparameter	$\mu \in \mathbb{R}$

4.3.3 Autokorrelation

Die Korrelation erfasst den Zusammenhang von verschiedenen Stichproben. Hierbei werden die Stichproben in Korrelation zueinander gesetzt und der Korrelationskoeffizient r ist das Ergebnis, der in der Regel zwischen -1 und 1 liegt. [131]

$$-1 \leq r \leq +1 \quad (4-20)$$

Dieser Korrelationskoeffizient ist wie folgt zu deuten:

$ r = 1$	→	Zusammenhang zwischen den Stichproben
$r = 0$	→	kein Zusammenhang zwischen den Stichproben

Um den Zusammenhang innerhalb einer Zeitreihe zu analysieren, wird die Autokorrelation verwendet. Hierbei wird die Zeitreihe $i(t)$ mit sich selbst multipliziert, jedoch jeweils um das Zeitinkrement τ verschoben (Abbildung 51). Bei jedem Zeitschritt wird die Zeitreihe $i(t+\tau)$

kürzer. Die maximale Anzahl der Zeitschritte sollte 50% der Daten der Zeitreihe nicht überschreiten. Es wird ein Mindestumfang der Daten pro Zeitreihe von 30 bis 300 empfohlen. [131]

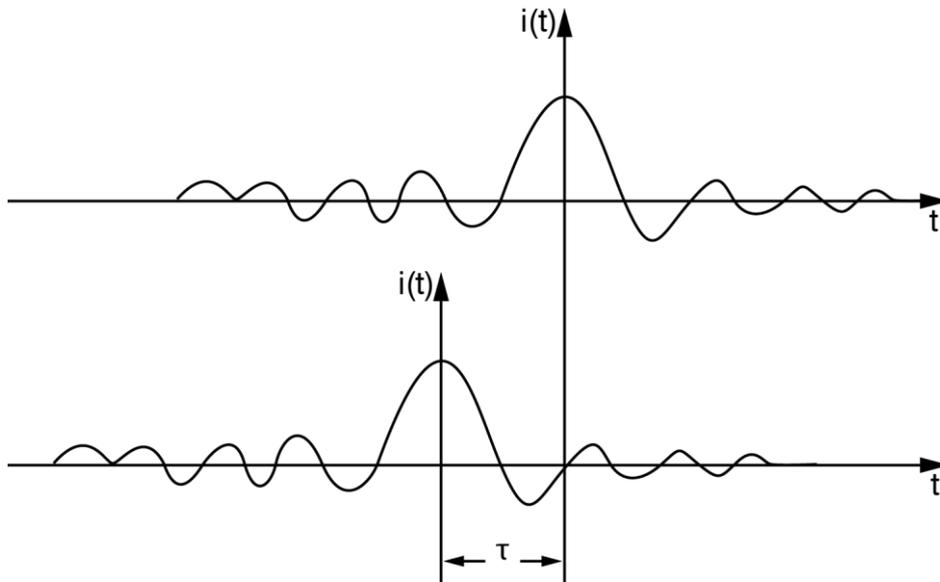


Abbildung 51: Verschiebung der Funktion $i(t)$ um das Zeitinkrement τ nach [129]

Die Autokorrelation definiert sich somit wie folgt:

$$R_{i,i}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T i(t) \cdot i(t + \tau) dt \quad (4-21)$$

mit	$i(t)$	Funktion des Schwankungsanteils der Windgeschwindigkeit über die Zeit in m/s	
	i	Schwankungsanteile (longitudinal u' , lateral v' , vertikal w') der Windgeschwindigkeit $V(t)$	
	τ	Zeitinkrement in s	
		$= 0, 1 \cdot \Delta t, 2 \cdot \Delta t, \dots, m \cdot \Delta t$	mit $m_{\max} \leq n/2$
	m	Anzahl der Zeitschritte	
	n	Anzahl der Daten in der Zeitreihe	

Bei der Analyse von Winddaten kann durch die Autokorrelation eine Aussage über die Dauer und die Ausdehnung einer Böe getroffen werden. Die Funktion $i(t)$ entspricht der Zeitreihe von Schwankungsanteilen $V'(t)$ (Gleichung (4-2)) der Windgeschwindigkeit $V(t)$ (Gleichung (4-1)).

Gilt

$$R_{i,i}(\tau) \rightarrow 0 \text{ für } \tau > 0 \quad (4-22)$$

D.h. ab dem Zeitinkrement τ , in dem die Funktion $R_{i,i}(\tau)$ gegen Null strebt (Abbildung 52), sind die Daten der Zeitreihe unabhängig voneinander. Die Nullstelle der Funktion kann damit als Dauer einer Böe der betrachteten Zeitreihe interpretiert werden.

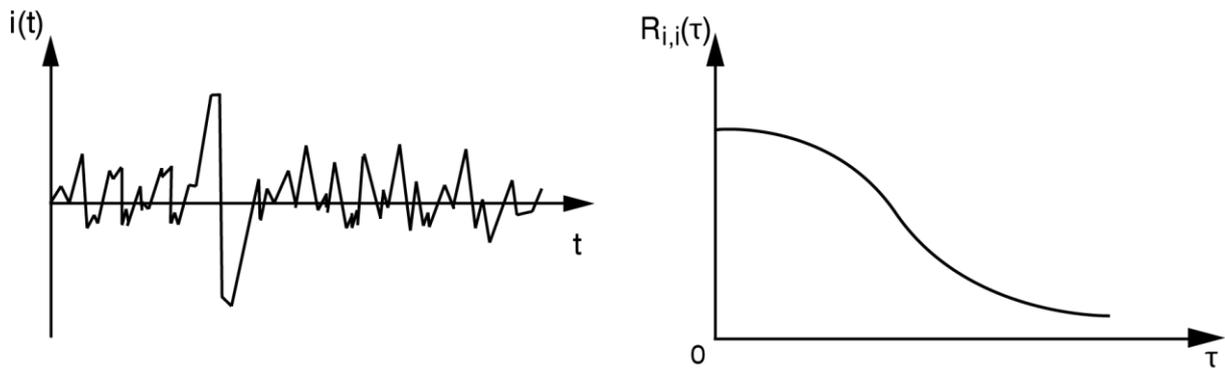


Abbildung 52: links: Zeitreihe $i(t)$ von Schwankungsanteilen der Windgeschwindigkeit, rechts: Autokorrelationsfunktion $R_{i,i}(\tau)$ der Zeitreihe $i(t)$ nach [129]

Die Dauer einer Böe wird über das Integralzeitmaß $T_{i,i}$ und die Ausdehnung über das Integrallängenmaß $L_{i,i}$ beschrieben.

$$T_{i,i} = \frac{\int_{\tau=0}^{\infty} R_{i,i}(\tau) d\tau}{\sigma_i^2} \quad (4-23)$$

$$L_{i,i} = \frac{\int_{x=0}^{\infty} R_{i,i}(x) dx}{\sigma_i^2} \quad (4-24)$$

mit $R_{i,i}(\tau)$ Autokorrelation in Abhängigkeit der Zeit

$R_{i,i}(x)$ Autokorrelation in Abhängigkeit des Orts

σ_i^2 Varianz

Auf Grundlage der Taylor-Hypothese, der „eingefrorenen Windböe“, gilt für das Integrallängenmaß $L_{u,u}$ in longitudinal Richtung $u'(t)$ an einem Ort: [115, 121, 129]

$$L_{i,i} = T_{u,u} \cdot v(z) \quad (4-25)$$

mit $T_{u,u}$ Integralzeitmaß in longitudinal Richtung [s]

$v(z)$ mittlere Windgeschwindigkeit (v_{600} oder v_{3600}) [m/s]

4.3.4 Energiespektrum

Windgeschwindigkeitsschwankungen führen im Frequenzbereich des Böenspektrums (mikro-meteorologischer Frequenzbereich) zu dynamischen Beanspruchungen von Tragwerken (siehe auch Kapitel 4.1).

Das Energiespektrum, auch Energiedichte genannt, ist die Verteilungsfunktion der Varianz über die Frequenz. Hierfür wird die Verteilungsfunktion der Varianz über die Zeit in eine spektrale Dichtedarstellung, d.h. in Abhängigkeit der Frequenz f , transformiert. [53]

$$\sigma^2(t) \rightarrow \sigma^2(f) \quad (4-26)$$

mit	σ^2	Varianz [m ² /s ²]
	t	Zeit [s]
	f	Frequenz [1/s]

Bezogen auf den Wind gibt die Varianz σ^2 die Energie wieder, die die Böenwindgeschwindigkeit beinhaltet. Durch die spektrale Darstellung kann die Gesamtenergie über die Frequenz von 0 bis ∞ dargestellt werden und ermöglicht damit Aussagen über die Energiedichte einer bestimmten Frequenz. [53, 129]

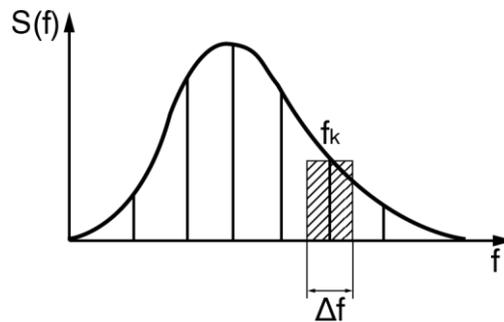


Diagramm 1: Schematische Darstellung des Spektrums mit Frequenzbandbreite nach [53]

Bei Petersen [53] wird die Varianz σ^2 über die Fluktuation der Bandbreite Δf der Frequenz f_k und somit die Energiedichte $S(f_k)$ (Diagramm 1) wie folgt definiert:

$$\begin{aligned} \sigma^2(f) &= \sum_{k=1}^{\infty} \lim_{\Delta f \rightarrow 0} \left(\frac{\sigma^2(f_k)}{\Delta f} \right) \Delta f \\ &= \sum_{k=1}^{\infty} \lim_{\substack{\Delta f \rightarrow 0 \\ n \rightarrow \infty}} S(f_k) \Delta f \\ &= \int_0^{\infty} S(f) df \end{aligned} \quad (4-27)$$

Die Energiedichte wird i. d. R. logarithmisch dargestellt und über die Varianz σ^2 normiert:

$$\int_0^{\infty} \frac{f \cdot S(f)}{\sigma^2} d(\ln f) \quad (4-28)$$

Für die Baudynamik wurden verschiedene Verfahren entwickelt. Auf Grundlage von mehreren Messungen hat Davenport den folgenden Ansatz für das Böenspektrum in longitudinal Richtung u' vorgeschlagen [116]:

$$\frac{f \cdot S_{u,u}(f)}{\sigma_u^2} = \frac{2}{3} \cdot \frac{n_D^2}{(1 + n_D)^{4/3}} \quad (4-29)$$

mit

$$n_D = \frac{f \cdot 1200}{v_{3600}} \quad (4-30)$$

$$\sigma_u = 2,45 \cdot \sqrt{K} \cdot v_{3600} \quad (4-31)$$

f Frequenz [1/s]

v_{3600} Stundenmittelwert gemessen 10 m ü. Grund [m/s]

K Widerstandskoeffizient [-] nach Tabelle 3

Diese Methode ist höhenunabhängig und berücksichtigt über den Widerstandskoeffizient K die Geländekategorie. Dieser Ansatz ermöglicht eine grobe Abschätzung der vor Ort vorherrschenden dynamischen Windsituation.

Tabelle 3: Rauigkeitsparameter nach Davenport [123]

Rauigkeitsklasse	K
Offenes Gelände	0,005
Vororte	0,015
Innenstadt	0,05

Liegen detaillierte Messdaten von zwei oder mehreren Standorten vor, kann der modifizierte Ansatz nach Fichtl und Mc Vehl [119] verwendet werden. Dieser ermöglicht eine genauere Abschätzung der örtlichen Windsituation, da er sich gut an die Stichproben anpassen lässt [115].

4.4 Aktuelle Forschungen

Die in Kapitel 4.2 vorgestellten Ansätze für die Ermittlung der Windbeanspruchungen von Bauwerken müssen bei exponierten Standorten und komplexen Gebäudeformen durch Windkanalversuche und numerische Strömungssimulationen (CFD) ergänzt werden. [118, 124]

Speziell bei komplexen Gebäudeformen müssen die Windeinwirkungen auf die Fassade genauer betrachtet werden. Zammit [135] untersucht verschiedene Ansätze zur Ermittlung der Windeinwirkungen auf Glasfassaden. Dabei werden länderspezifische Normen, Feldmessungen, Windkanalversuche und CFD-Simulationen verglichen. Es zeigt sich, dass die Windlastnormen, die primär für einfache Gebäudeformen anwendbar sind, meist auf der konservativen Seite liegen, bei komplexen Gebäudeformen aber zu unsicheren Lastannahmen führen können. Die Anwendung von CFD-Simulationen in Kombination mit Windkanalversuchen oder Feldmessungen zur Validierung erweist sich dabei als vielversprechend. Allerdings sind CFD-Simulationen aufwendig sowie zeitintensiv und können ausschließlich von Experten durchgeführt werden.

Eine Erfassung der Momentanwindgeschwindigkeit und der Windrichtung durch direkte Messmethoden vor Ort wird bei Windanlagen im On- und Offshorebereich seit mehreren Jahren erforscht. Für eine hohe Energiegewinnung ist es erforderlich, dass die Position der Rotorblätter optimal an die vorherrschende Windsituation angepasst wird. Um dies zu erreichen, sind genaue Echtzeitmessungen notwendig. Nach Peña et al. [136] kann eine Echtzeitmessung mit Hilfe von LIDAR-Systemen (**L**ight **D**etection **A**nd **R**anging) realisiert werden. Durch Lichtwellenausbreitung, bei der sich Lichtwellen an den Schwebeteilchen in der Luft brechen, können die Windgeschwindigkeit und die Windrichtung erfasst werden. In einer Sekunde können bis zu 500 Messungen erfolgen. Zur Messung von Windgeschwindigkeiten in horizontaler Richtung wurde ein LIDAR-System entwickelt, das im Bereich der Gondel von Windenergieanlagen installiert wird. Untersuchungen haben ergeben, dass eine kreisförmige „Abtastung“ des Bereichs vor der Windenergieanlage sehr effizient ist (Abbildung 53). [137]

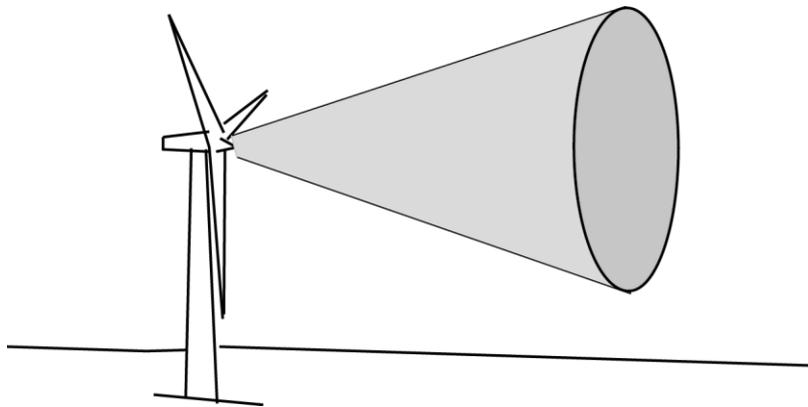


Abbildung 53: Schematische Darstellung einer Windenergieanlage mit Abtastbereich nach [137]

Viele dieser in anderen Bereichen angewendeten Prozesse sind auch für die Entwicklung adaptiver Fassaden nützlich. Mit dem bestehenden Wissen über Wind können neue Systeme entwickelt werden, die diese Erkenntnisse berücksichtigen und sich besser an Windverhältnisse anpassen.

5 Entwicklung einer Adaptionstrategie

Bei Seilfassaden ist die Verformungsbegrenzung maßgebend, um sowohl die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten als auch die Verwindungen und somit Zwängungen in den Glasscheiben zu reduzieren. Die Verformungsbegrenzung wird bei konventionellen Seilfassaden i.d.R. durch hohe Vorspannkräfte und den daraus resultierenden großen Seilquerschnitten einerseits und massive Verankerungsbereichen sowie entsprechende Ausbildung von Eck- und Randausbildungen andererseits erreicht.

Im Folgenden wird die Entwicklung einer Adaptionstrategie für adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden beschrieben, die sowohl die Verformungs- als auch die Seilkraftbegrenzung beinhaltet. In Abschnitt 5.1 wird auf Grundlage verschiedener Sicherheitskonzepte ein allgemeines Adaptionskonzept für adaptive Seilfassaden unter Windbeanspruchungen erarbeitet. Abschnitt 5.2 beschreibt die für die Analysen verwendeten Optimierungsverfahren zur Ermittlung der optimalen Stellwege der Aktoren für verschiedene Optimierungsziele. Anschließend werden in Abschnitt 5.3 verschiedene Aktorpositionen bei vertikal vorgespannten Seilfassaden analysiert. Jede einzelne Aktorposition manipuliert die Seilkraft bzw. Verformungen normal zur Glasebene individuell. In Abschnitt 5.4 wird das Zusammenwirken der verschiedenen Positionen mittels Sensitivitätsanalyse für die in Abschnitt 5.2 festgelegten Optimierungsziele untersucht. Diese Untersuchungen und das Adaptionskonzept werden im Abschnitt 5.5 zu der zielgesetzten Adaptionstrategie für adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden kombiniert.

5.1 Adaptionskonzept

Wie in Kapitel 2 beschrieben, muss bei Seilfassaden zwischen Verformungs- und Seilkraftreduktion differenziert werden. In der Regel ist die Verformungsbegrenzung (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) bei der Dimensionierung von Seilfassaden maßgebend. Nach DIN EN 1991-1-4 [124] erfolgt die Dimensionierung für Windbemessungslasten, die im Allgemeinen mit einer Wiederkehrperiode von einmal in 50 Jahren definiert wurden.

Der allgemeine Teil des Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben [138] differenziert zwischen der Standsicherheit und der Schadensbegrenzung. Bei der Standsicherheit darf das Gebäude unter dem sogenannten Bemessungserdbeben (mittlere Wiederkehrperiode 50 Jahren) weder lokal noch global versagen. Bei der Schadensbegrenzung wird das Erdbeben auf eine höhere Auftretenswahrscheinlichkeit bezogen: Es darf keine Nutzungseinschränkung erfolgen bzw. die wirtschaftlichen Folgen müssen im Verhältnis zu den Baukosten stehen.

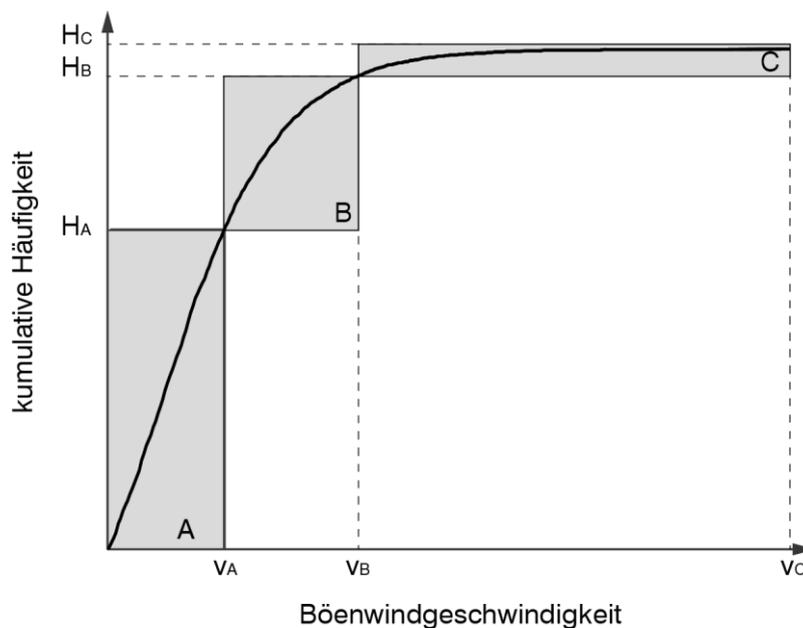
Wird dieses Vorgehen auf adaptive Seilfassaden übertragen, ergibt sich folgender Ansatz: Die Schadensbegrenzung entspricht der Verformungsbegrenzung. Somit müssen der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für Windgeschwindigkeiten mit einer hohen Auftretenswahrscheinlichkeit eingehalten werden. Die Standsicherheit entspricht einer Seilkraftbegrenzung, weshalb große Verformungen der Fassade akzeptiert werden. Im Fokus stehen dabei der Auflagerbereich und das Tragsystem der Seilfassade. Für diese Bauteile muss der GZT für

Windgeschwindigkeiten mit niedrigerer Auftretenswahrscheinlichkeit erfüllt sein. Auch bei Beschädigung einzelner Glasscheiben ist die Standsicherheit des Seiltragwerks gewährleistet.

Dementsprechend muss auf dieser Grundlage zwischen einer Reduktion der Verformungen und einer Reduktion der Seilkräfte bei adaptiven Seilfassaden unterschieden werden. Außerdem ist zwischen aktivem und passivem Zustand zu unterteilen. Im passiven Zustand muss das System sowohl den GZG als auch den GZT für eine festgelegte Auftretenswahrscheinlichkeit der Windgeschwindigkeit erfüllen.

Zusammengefasst wird zwischen drei Modi einer adaptiven Seilfassade unterschieden:

- Modus A, in dem das System passiv ist und der Lastabtrag ohne aktive Komponenten erfolgt.
- Modus B, in dem eine aktive Reduktion der Verformungen stattfindet.
- Modus C, in dem aktiv die Seilkräfte reduziert werden, um die Standsicherheit des Tragwerks bei außergewöhnlichen Beanspruchungen zu gewährleisten. Modus C garantiert, dass bei einem Systemausfall oder eventuellen Störfällen das System in einen sicheren Zustand überführt wird.



Modus	Systemzustand	Optimierungsziel	Bedingung
A	passiv	-	GZG, GZT
B	aktiv	Reduktion der maximalen horizontalen Verformungen	
C	aktiv	Reduktion der maximalen Seilkräfte	GZT der tragenden Bauteile

Abbildung 54: Adaptionskonzept

Diese drei Modi werden an einem quantitativen Beispiel einer kumulativen Häufigkeitsverteilung von Böenwindgeschwindigkeiten erläutert. Die Verteilungsfunktion in Abbildung 54 wird in drei Bereiche unterteilt. Die Grenzen dieser Modi können entsprechend der Anforderungen an das Tragwerk und an die vorhandenen Randbedingungen angepasst

werden. Das Vorgehen zur Ermittlung der Verteilungsfunktion der Windgeschwindigkeit für einen bestimmten Standort sowie die Festlegung der Grenzwerte wird im Rahmen der Fallstudie in Kapitel 7.3 und Anhang C beschrieben.

Bei einer Böenwindgeschwindigkeit $v \leq v_A$ ist das System passiv (Modus A). In diesem Zustand muss das System den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und den Grenzzustand der Tragfähigkeit ohne temporäre Unterstützung durch Aktoren erfüllen. Entsprechend dieser Windeinwirkungen wird die Vorspannung der Seile ausgelegt.

Im Modus B bei einer Böenwindgeschwindigkeit $v_A \leq v \leq v_B$ ist das System aktiv, mit dem Optimierungsziel einer quasi vollständigen Reduktion der Verformungen normal zur Glasebene. Dies führt zu einer Reduktion der Verwindungen der Glasscheiben; Zwängungen werden reduziert und eine erhebliche Glaseinsparung kann erzielt werden.

Überschreitet die Böenwindgeschwindigkeit den Grenzwert v_B , liegt der Fokus der Adaption allein auf der Standsicherheit der tragenden Bauteile. Das Optimierungsziel des aktiven Systems im Modus C ist die Reduktion der Seilkräfte, was gleichzeitig zu einer Reduktion der Auflagerkräfte führt. Die Schädigung von einzelnen Glasscheiben in diesem Modus wird akzeptiert, da die Glasscheiben bei der Gewährleistung der Standsicherheit im Vergleich zum Tragwerk eine untergeordnete Rolle spielen.

5.2 Optimierung

5.2.1 Optimierungsverfahren

Die Ermittlung der optimalen Stellgrößen der Aktoren (Optimierungsvariablen) wird in Anlehnung an das von Neuhäuser [8] vorgestellte Verfahren durchgeführt. Um das nichtlineare Strukturverhalten bei der Optimierung zu berücksichtigen, wird das Optimierungsverfahren mit der nichtlinearen Strukturanalyse gekoppelt. Im Rahmen dieser Arbeit erfolgt die Optimierung mit der Software Matlab (MATLAB® Version 2015b) und Ansys (ANSYS® Academic Research, Release 17.1; FE-Analyse). Für die nichtlineare Strukturanalyse übergibt Matlab die Eingabedatei sowie die Startwerte der zu optimierenden Variablen an Ansys. Die Eingabedatei beinhaltet die Angaben für das FE-Modell sowie die nichtlineare Berechnung der einzelnen Lastfälle. Als Startwert für die Stellwege der Aktoren wird der Wert Null vorgegeben. Die Ergebnisse der FE-Analyse werden in Matlab eingelesen, die Variablen mittels eines Optimierungsalgorithmus angepasst und erneut mit der Eingabedatei an Ansys übergeben, bis das Optimierungsziel hinreichend exakt erfüllt ist (Abbildung 55).

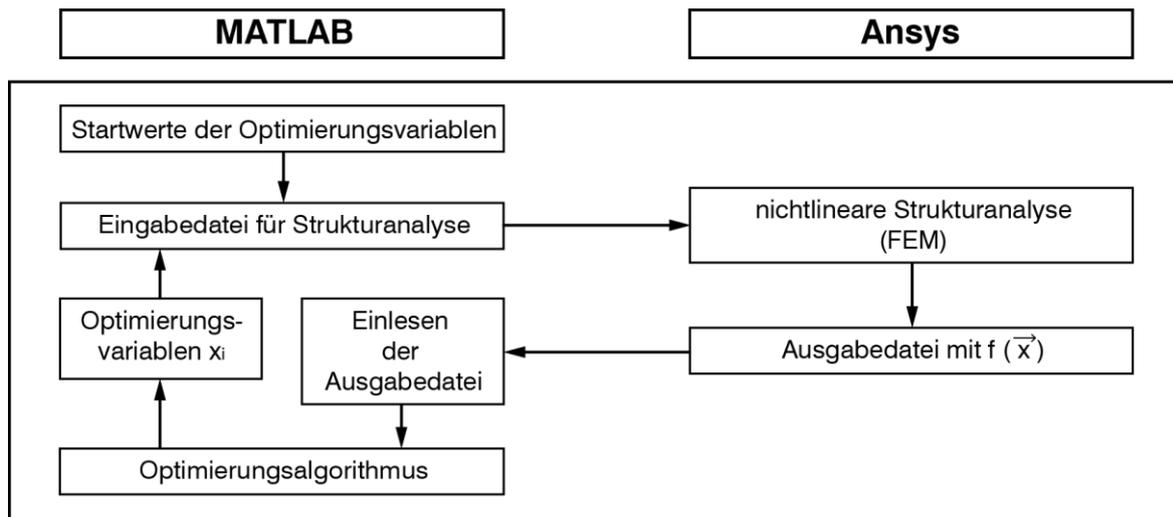


Abbildung 55: Schematische Darstellung des Optimierungsablaufs

Das Simulated-Annealing-Verfahren wird bei Neuhäuser [8] zur Homogenisierung von Spannungsfeldern in Schalentragwerken mittels Auflagerverschiebung verwendet. Dieser Algorithmus lässt mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit schlechte Lösungen zu, um aus einem möglichen lokalen Minimum zu entkommen.

Der Vorteil dieses globalen, stochastischen Optimierungsverfahrens ist, dass es sich zur Lösung von nicht-konvexen Problemen mit Min-Max-Formulierung eignet und ein ableitungsfreies Suchverfahren darstellt. Als Nachteil kann angesehen werden, dass der Rechenaufwand bei einer hohen Anzahl von Variablen hoch ist.

Für die Betrachtung einer großflächigen Seilfassade ist jedoch ein Algorithmus erforderlich, der Optimierungsprobleme mit einer hohen Anzahl von Variablen mit geringem Rechenaufwand lösen kann.

Bei Lemaitre [5] wird für die Bestimmung der passiven Optimalstrukturen von adaptiven Stabstrukturen das Innere-Punkte-Verfahren verwendet. Die Arbeitsweise des Algorithmus basiert darauf, dass er sich von einem Startwert – von Innen – an die definierten Grenzen – nach Außen – annähert.

Dieser Algorithmus eignet sich für Problemstellungen mit einer hohen Anzahl von Optimierungsvariablen, allerdings können die Ergebnisse weniger genau als die Ergebnisse von anderen Algorithmen ausfallen. Das Innere-Punkte-Verfahren ist in einen nichtlinearen Solver („*fmincon*“) der Software Matlab implementiert und eignet sich zur Lösung nichtlinearer multivariabler Funktionen. [139]

Im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen wird folglich für die Sensitivitätsanalyse in Kapitel 5.4 das Simulated-Annealing-Verfahren und für die Analyse der Gesamtsysteme in Kapitel 6 und 7 das Innere-Punkte-Verfahren verwendet.

5.2.2 Problembeschreibung

Im Rahmen dieser Arbeit werden zwei Hauptoptimierungsziele betrachtet: Die Minimierung der maximalen horizontalen Verformungen f_1 der Seile in der Glasebene und die der maximalen Seilkraft S im Gesamtsystem. Dabei muss zwischen Winddruck und Windsog als statische Beanspruchung der Seilfassade differenziert werden. Somit lassen sich die folgenden vier Optimierungsziele (Tabelle 4) als Min-Max-Formulierung nach Gleichung (5-1)

und (5-2) für die Reduktion der Seilkräfte und nach Gleichung (5-3) für die Reduktion der Verformungen darstellen.

Tabelle 4: Optimierungsziele

Nr.	Beschreibung
1	Minimierung der horizontalen Verformungen f_i unter Winddruck
2	Minimierung der horizontalen Verformungen f_i unter Windsog
3	Minimierung der Seilkräfte S unter Winddruck
4	Minimierung der Seilkräfte S unter Windsog

$$\min f(\vec{x}) \quad (5-1)$$

mit

$$f(\vec{x}) = \max \begin{pmatrix} S_1 \\ \vdots \\ S_{n_E} \end{pmatrix} \quad (5-2)$$

bzw.

$$f(\vec{x}) = \max \begin{pmatrix} f_{1,1} \\ \vdots \\ f_{1,n_K} \end{pmatrix} \quad (5-3)$$

S_i Seilkraft eines Seilelements

n_E Anzahl der Seilelemente

$f_{1,i}$ Verformung eines Seilknotens, der über ein Koppellement an die Glasscheibe angeschlossen ist

n_K Anzahl der Seilknoten, die über Koppellemente an die Glasscheiben angeschlossen sind

5.3 Adaptionmöglichkeiten von vertikal vorgespannten Seilfassaden

Die in Kapitel 3.1 vorgestellten Arbeiten der aktiven Kontrolle von Seilen bei Schrägseilbrücken und Fassaden erzielten eine Schwingungsreduktion durch parallel und senkrecht zur Seilachse wirkende aktive Elemente (Aktoren).

Wird dieser Ansatz auf vertikal vorgespannte Seilfassaden übertragen ergeben sich folgende Möglichkeiten zur Manipulation des Lastabtrags: Zum einen, bei Systemen mit Einzelseilen, wie bei der Glasfassade der Universität Bremen in Abbildung 18 (Kapitel 2.1), kann parallel zur Seilachse eine Manipulation der Vorspannung in den Seilen erfolgen. Diese kann durch eine Auflagerverschiebung in Richtung der Seilachse realisiert werden (Abbildung 56 a, rechts). Eine Manipulation der Seile ist nur im Auflagerbereich parallel zur Seilachse sinnvoll. Zum anderen ergeben sich bei Systemen mit Seilpaaren durch geeignete Kopplung der Seilpaare mit Streben weitere Adaptionmöglichkeiten. Durch Verlängerung bzw. Verkürzung der Streben kann senkrecht zur Seilachse eine Manipulation erfolgen, sowie eine Auflagerverschiebung parallel zur Seilachse bei beiden Seilen (Abbildung 56 b, rechts).

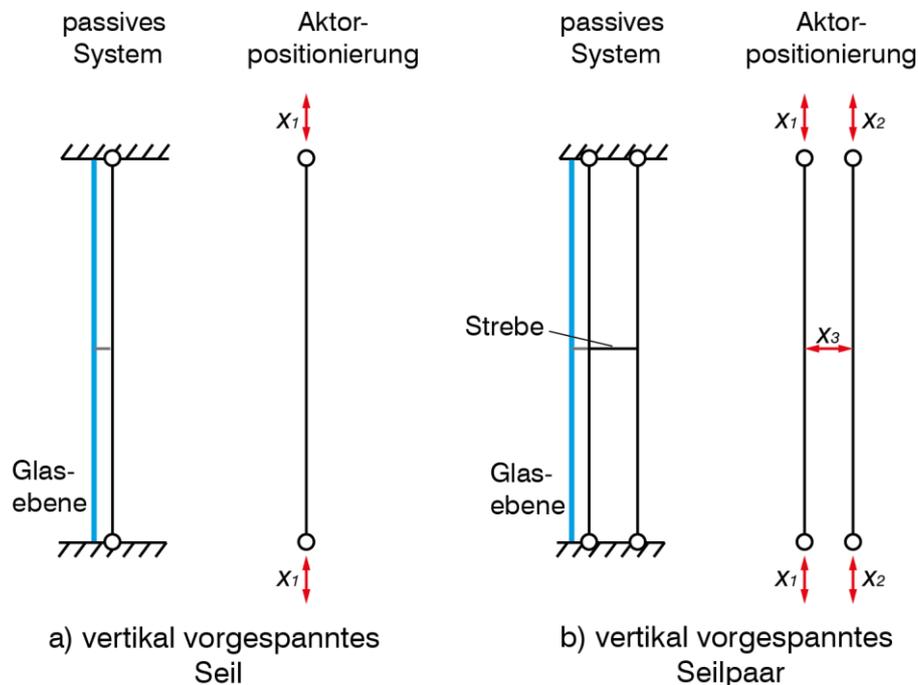


Abbildung 56: Adaptionmöglichkeiten a) ein vertikal vorgespanntes Einzelseil, zwei vertikal wirkende Aktoren im Auflagerbereich, b) zwei vertikal vorgespannte Seile (Seilpaar) mit vier vertikal wirkenden Aktoren im Auflagerbereich und einer Strebe, als horizontaler Aktor

Insgesamt ermöglichen die Adaptionmöglichkeiten von vertikal vorgespannten Seilfassaden mit Seilpaaren ein größeres Spektrum zur Manipulation des Lastabtrags als Systeme mit Einzelseilen. Durch aktive Streben kann die Steifigkeit des Systems nicht nur durch eine Änderung der Vorspannkräfte in den Seilen manipuliert werden, sondern auch durch eine Umlenkung der Seile. In dieser Arbeit werden deshalb lediglich Systeme mit vertikalen Seilpaaren untersucht.

Für die Bewertung der Aktorpositionen wird in einem ersten Schritt das in Abbildung 57 dargestellte vereinfachte System untersucht. Hierbei wird die Wirkung verschiedener Aktorstellwege (Verkürzung/Verlängerung) auf die Seilkräfte und die horizontalen Verformungen des belasteten Systems betrachtet. Die nichtlineare Strukturanalyse des

Systems erfolgt mit der Finite-Elemente-Methode. Hierbei wird die Software Ansys (ANSYS® Academic Research, Release 17.1) verwendet.

Das untersuchte System wird mit den Ansys-Elementen in Tabelle 5 und den Materialparametern in Tabelle 6 modelliert. Die 3 m langen Seile mit einem Seildurchmesser von 14 mm (metallischen Querschnitt 117 mm²) sind im passiven Zustand mit 2000 N vorgespannt. Der Abstand der beiden Seile zueinander beträgt $a = 0,13$ m. Zuerst wird bei der FE-Analyse die Windbelastung als Einzellast (passives System Abbildung 57 a) aufgebracht und anschließend die Verkürzung bzw. Verlängerung des einzelnen Aktors geprüft.

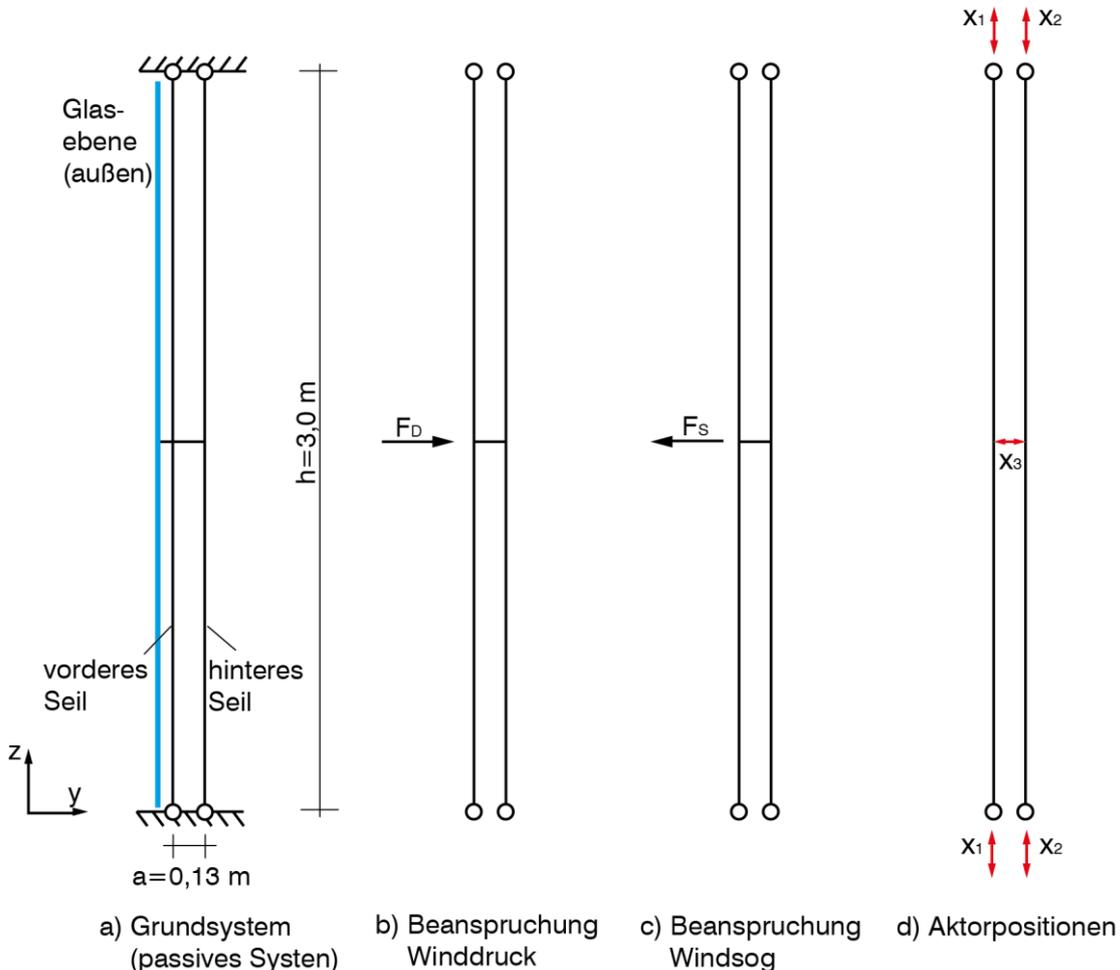


Abbildung 57: System zur Untersuchung des Einflusses der einzelnen Aktorpositionen: a) Grundsystem (passives System), b) Winddruck als Einzellast, c) Windsog als Einzellast, d) Aktorpositionen

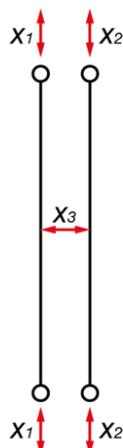
Tabelle 5: ANSYS-Elementtypen der einzelnen Bauteile für die Untersuchung der Aktorpositionen

Bauteil	Beschreibung	Ansys-Element
Seile	Seilelement mit metallischem Querschnitt $A_m = 117 \text{ mm}^2$	link180
Streben	Linearer Aktor	link11

Tabelle 6: Materialparameter der einzelnen Bauteile für die Untersuchung der Aktorpositionen

Bauteil	Materialeigenschaften	Wert
Edelstahlseile nach [140]	Zugfestigkeit, f_{uk}	1.450 N/mm ²
	Verformungsmodul, E_Q	140.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν	0,3 -
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_T	16×10^{-6} 1/K
	Rohdichte, ρ	8.000 kg/m ³
Streben nach [141]	Streckgrenze, f_{yk}	355 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E_y	210.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν_y	0,3 -
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_{yT}	12×10^{-6} 1/K
	Rohdichte, ρ_y	7.850 kg/m ³

Der Einfluss der Aktivierung jeder einzelnen Aktorposition wird mit definierten Stellwegen (Tabelle 7) unter zwei Beanspruchungen (Winddruck und -sog) betrachtet. Die positiven Stellwege entsprechen einer Verlängerung, die negativen einer Verkürzung des jeweiligen Bauteils. Bei den Aktorpositionen x_1 und x_2 wird der Stellweg von +/-1 mm jeweils zur Hälfte über das obere und das untere Auflager aufgebracht. Die Optimierung der Stellwege und die Betrachtung des Zusammenwirkens der Aktoren für verschiedene Optimierungsziele erfolgt in einem weiteren Schritt in Abschnitt 5.4.

Tabelle 7: Stellwege der einzelnen Aktorpositionen

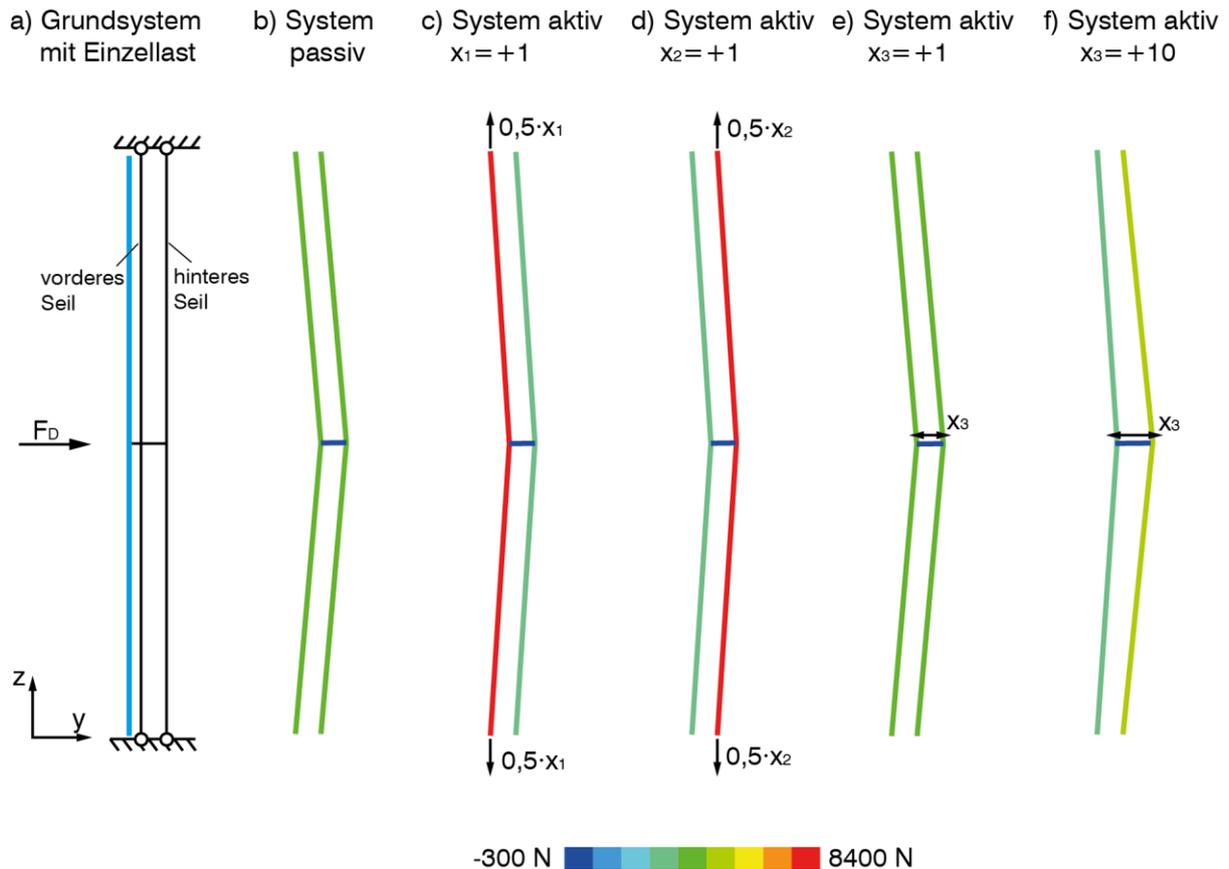
Aktorposition	Definierter Stellweg in mm			
x_1	+1	-1		
x_2	+1	-1		
x_3	+1	-1	+10	-10

Die Manipulation der Seile über x_1 bzw. x_2 entsprechen einer Vorspannungsänderung. Eine Seilverlängerung entspricht hierbei einer Dehnung des Seils und somit einer Vorspannungserhöhung. Eine Seilverkürzung entspricht einer Vorspannungsreduktion.

Bei der Aktivierung von x_1 oder x_2 zur Vorspannungserhöhung verringert sich die horizontale Verformung f_1 (vorderes Seil) um ca. 26 % sowohl bei Winddruck (Abbildung 58) als auch bei Windsog (Abbildung 60) im Vergleich zum passiven System. Dabei erhöht sich die maximale Seilkraft des aktivierten Seils jeweils um 94 % und die des nicht aktivierten Seils reduziert sich um 24 %. Die Summe aus der maximalen Seilkraft des vorderen und hinteren Seils erhöht sich um 35 %. Bei einer Reduktion der Vorspannung über x_1 oder x_2 erhöht sich die Verformung f_1 um 30% bei Winddruck (Abbildung 59) und Windsog (Abbildung 61).

Die Aktivierung der Strebe x_3 ergibt bei einem Stellweg von ± 1 mm nur minimale Änderungen in den Seilkräften und in der Verformung sowohl bei Winddruck als auch Windsog. Wird jedoch der Stellweg bei Winddruck auf +10 mm erhöht, verringert sich die Verformung f_1 um 22 %, in derselben Größenordnung wie bei einer Vorspannungserhöhung durch x_1 und x_2 (Abbildung 58). Allerdings erhöht sich die maximale Seilkraft im hinteren Seil nur um 19% und im vorderen Seil reduziert sie sich um 21 %. Die Summe der maximalen Seilkräfte bleibt nahezu gleich. Bei Windsog erhöht sich die Verformung f_1 bei einem Stellweg von $x_3 = +10$ mm um 16 %. Die Seilkraftänderungen sind ähnlich denen bei Winddruck (Abbildung 60). Wird jedoch die Strebe um $x_3 = -10$ mm bei Windsog verkürzt, ergibt sich ebenfalls eine Verformungsreduktion von f_1 um 22 %.

Es zeigt sich, dass für eine Manipulation der horizontalen Verformungen eine Aktivierung der Strebe (x_3) genauso wirkungsvoll für beide Beanspruchungsrichtungen ist wie eine Vorspannungsänderung. Bei der Aktivierung von x_3 sind größere Stellwege erforderlich, jedoch erhöhen sich die Seilkräfte dabei nur um 20 %. Bei einer Aktivierung von x_1 oder x_2 erhöhen sich die Seilkräfte um über 90 %. Bei einer Manipulation der Seilkräfte kann schon mit geringen Stellwegen von x_1 und x_2 eine signifikante Änderung der Seilkräfte erzielt werden. Die Seilkräfte und Berechnungen können in den folgenden Abbildungen nachvollzogen werden.

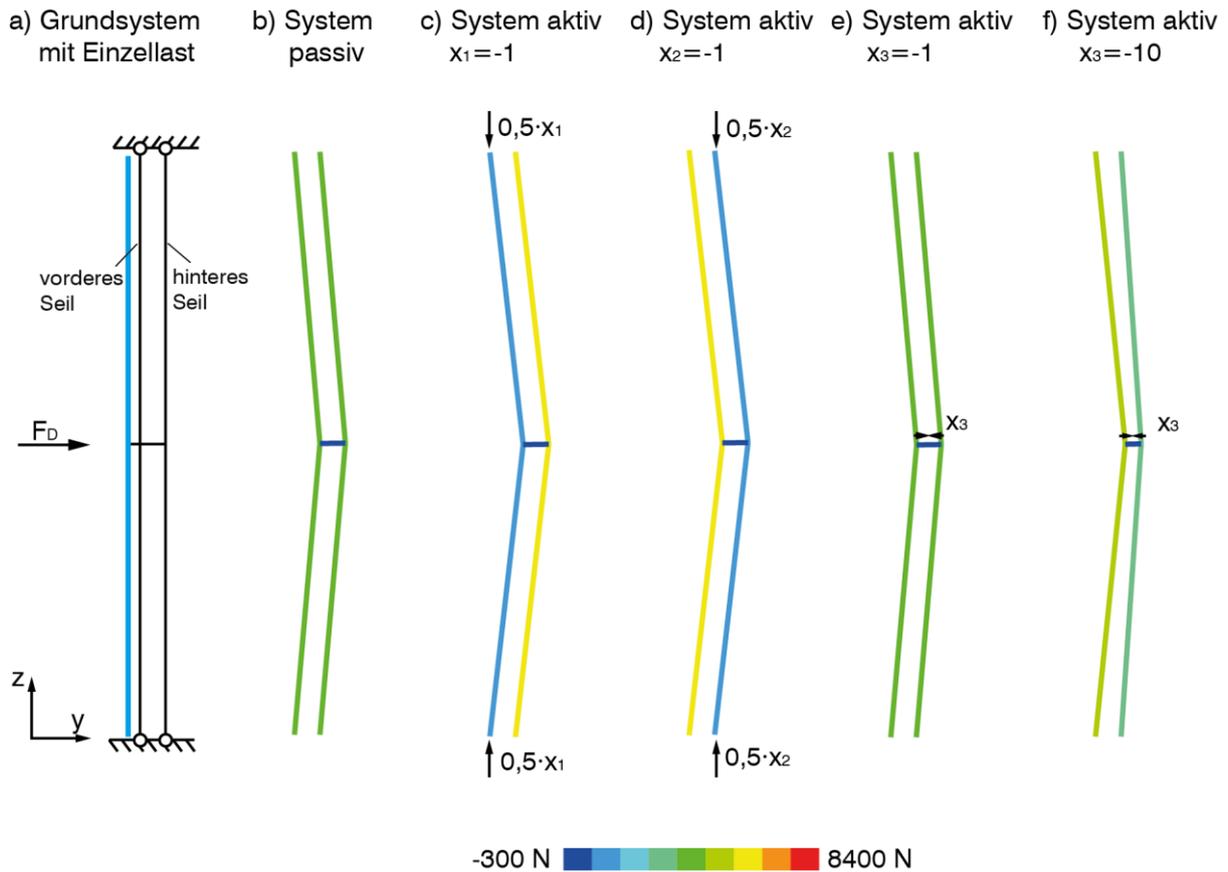


	passiv	Aktivierung in mm							
		$x_1 = +1$ [N]	$\Delta_{1,1}$ [-]	$x_2 = +1$ [N]	$\Delta_{2,1}$ [-]	$x_3 = +1$ [N]	$\Delta_{3,1}$ [-]	$x_3 = +10$ [N]	$\Delta_{3,10}$ [-]
max. Seilkraft S_1	4.320	8.370	1,94	3281	0,76	4.231	0,98	3415	0,79
max. Seilkraft S_2	4.307	3.270	0,76	8356	1,94	4.395	1,02	5124	1,19
Σ Seilkraft $S_1 + S_2$	8.627	11.640	1,35	11637	1,35	8.626	1,00	8539	0,99
max. horiz. Verformung f_1	26,0	19,3	0,74	19,3	0,74	25,5	0,98	20,3	0,78

Erläuterungen:

- Seilkraft S_1 in N, entspricht der Seilkraft im vorderen Seil
 - Seilkraft S_2 in N, entspricht der Seilkraft im hinteren Seil
 - horiz. Verformung f_1 in mm, entspricht der Verformung des vorderen Seils in y-Achse
 - $\Delta_{i,j}$ wird wie folgt definiert $\Delta_{i,j} = \frac{S_{k,i,j}}{S_{k,passiv}}$
- mit:
- | | | |
|-----|---------|--|
| i | 1, 2, 3 | aktives System mit Aktivierung der Aktorposition x_1, x_2 oder x_3 |
| j | 1, 10 | Stellweg <u>1</u> mm oder <u>10</u> mm |
| k | 1, 2 | max. Seilkraft S_1 (vorderes Seil) und S_2 (hinteres Seil) |

Abbildung 58: oben: Seilkräfte am verformten System (Verformung mit 5-facher Überhöhung dargestellt) bei Winddruckbeanspruchung, a) Grundsystem mit Einzellast, b) passives System, c) Aktivierung des Aktors des vorderen Seils um $x_1=1$ mm (Seilverlängerung), d) Aktivierung des Aktors des hinteren Seils um $x_2=1$ mm (Seilverlängerung), e) Aktivierung des Aktors der Strebe um $x_3=1$ mm und f) um $x_3=10$ mm (Strebenverlängerung), unten: tabellarische Zusammenstellung der max. Seilkräfte und max. horizontalen Verformungen des vorderen Seils

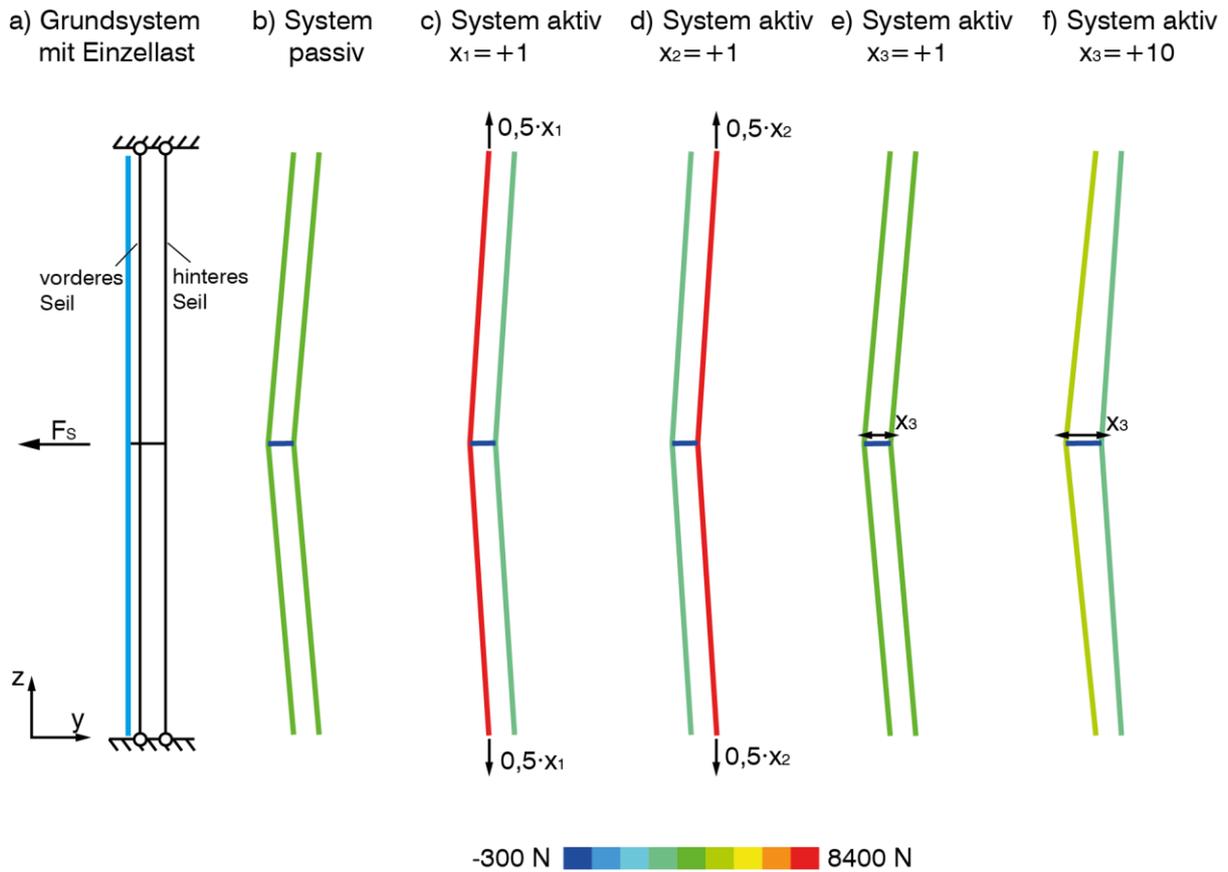


	passiv	Aktivierung in mm							
		$x_1 = -1$ [N]	$\Delta_{1,-1}$ [-]	$x_2 = -1$ [N]	$\Delta_{2,-1}$ [-]	$x_3 = -1$ [N]	$\Delta_{3,-1}$ [-]	$x_3 = -10$ [N]	$\Delta_{3,-10}$ [-]
max. Seilkraft S_1	4320	793	0,18	5884	1,36	4408	1,02	5137	1,19
max. Seilkraft S_2	4307	5870	1,36	780	0,18	4218	0,98	3401	0,79
Σ Seilkraft $S_1 + S_2$	8627	6663	0,77	6664	0,77	8626	1,00	8538	0,99
max. horiz. Verformung f_1	26,0	33,69	1,30	33,69	1,30	26,5	1,02	30,27	1,16

Erläuterungen:

- Seilkraft S_1 in N, entspricht der Seilkraft im vorderen Seil
 - Seilkraft S_2 in N, entspricht der Seilkraft im hinteren Seil
 - horiz. Verformung f_1 in mm, entspricht der Verformung des vorderen Seils in y-Achse
 - $\Delta_{i,j}$ wird wie folgt definiert $\Delta_{i,j} = \frac{S_{k,i,j}}{S_{k,passiv}}$
- mit:
- | | | |
|-----|---------|--|
| i | 1, 2, 3 | aktives System mit Aktivierung der Aktorposition x_1, x_2 oder x_3 |
| j | -1, -10 | Stellweg -1 mm oder -10 mm |
| k | 1, 2 | max. Seilkraft S_1 (vorderes Seil) und S_2 (hinteres Seil) |

Abbildung 59: oben: Seilkräfte am verformten System (Verformung mit 5-facher Überhöhung dargestellt) bei Winddruckbeanspruchung, a) Grundsystem mit Einzellast, b) passives System, c) Aktivierung des Aktors des vorderen Seils um $x_1 = -1$ mm (Seilverkürzung), d) Aktivierung des Aktors des hinteren Seils um $x_2 = -1$ mm (Seilverkürzung), e) Aktivierung des Aktors der Strebe um $x_3 = -1$ mm und f) um $x_3 = -10$ mm (Strebenverkürzung), unten: tabellarische Zusammenstellung der max. Seilkräfte und max. horizontalen Verformungen des vorderen Seils

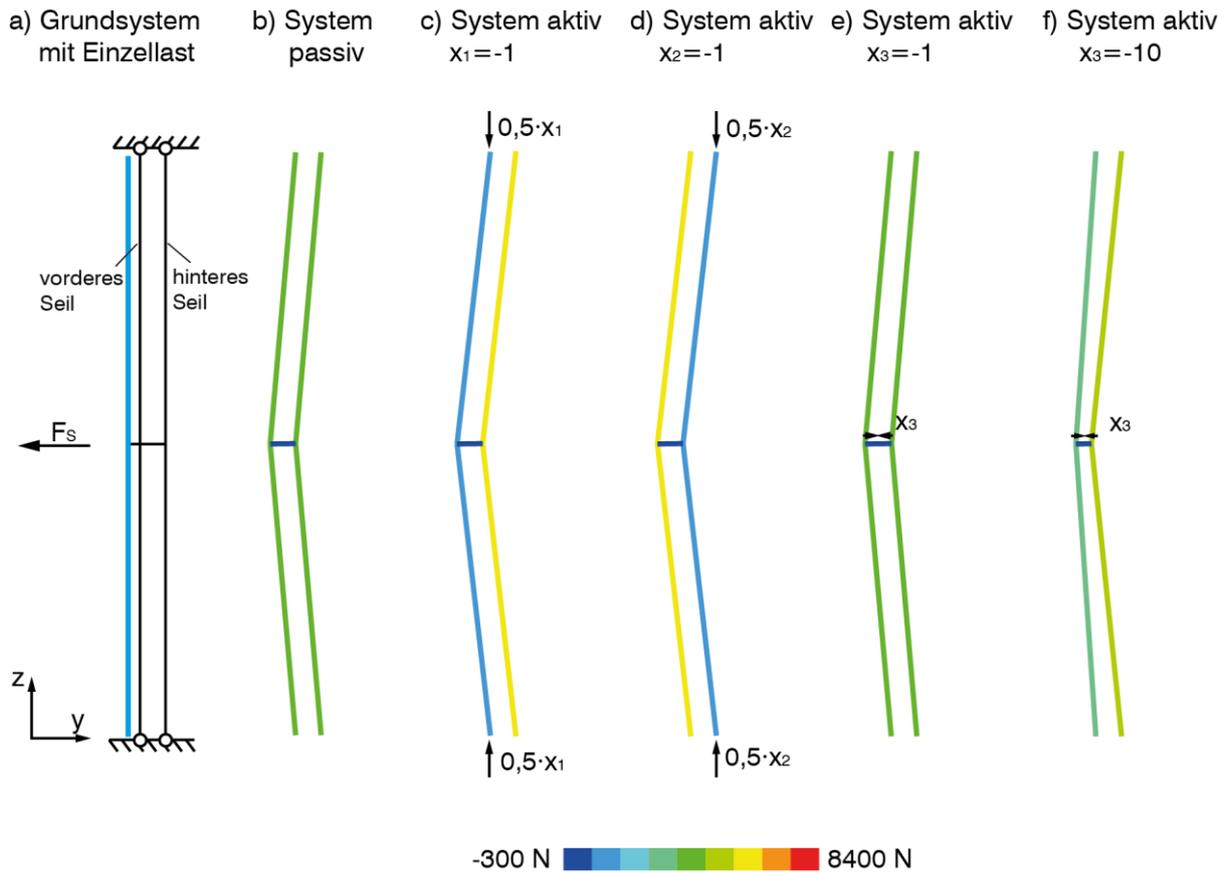


	passiv	Aktivierung in mm							
		$x_1 = +1$ [N]	$\Delta_{1,1}$ [-]	$x_2 = +1$ [N]	$\Delta_{2,1}$ [-]	$x_3 = +1$ [N]	$\Delta_{3,1}$ [-]	$x_3 = +10$ [N]	$\Delta_{3,10}$ [-]
max. Seilkraft S_1	4320	8370	1,94	3281	0,76	4408	1,02	5137	1,19
max. Seilkraft S_2	4307	3267	0,76	8356	1,94	4218	0,98	3401	0,79
Σ Seilkraft $S_1 + S_2$	8627	11637	1,35	11637	1,35	8626	1,00	8538	0,99
max. horiz. Verformung f_1	-26,0	-19,27	0,74	-19,27	0,74	-26,5	1,02	-30,27	1,16

Erläuterungen:

- Seilkraft S_1 in N, entspricht der Seilkraft im vorderen Seil
 - Seilkraft S_2 in N, entspricht der Seilkraft im hinteren Seil
 - horiz. Verformung f_1 in mm, entspricht der Verformung des vorderen Seils in y-Achse
 - $\Delta_{i,j}$ wird wie folgt definiert $\Delta_{i,j} = \frac{S_{k,i,j}}{S_{k,passiv}}$
- mit:
- | | | |
|-----|---------|--|
| i | 1, 2, 3 | aktives System mit Aktivierung der Aktorposition x_1, x_2 oder x_3 |
| j | 1, 10 | Stellweg <u>1</u> mm oder <u>10</u> mm |
| k | 1, 2 | max. Seilkraft S_1 (vorderes Seil) und S_2 (hinteres Seil) |

Abbildung 60: oben: Seilkräfte am verformten System (Verformung mit 5-facher Überhöhung dargestellt) bei Windsogbeanspruchung, a) Grundsystem mit Einzellast, b) passives System, c) Aktivierung des Aktors des vorderen Seils um $x_1 = -1$ mm (Seilverlängerung), d) Aktivierung des Aktors des hinteren Seils um $x_2 = -1$ mm (Seilverlängerung), e) Aktivierung des Aktors der Strebe um $x_3 = -1$ mm und f) um $x_3 = -10$ mm (Strebenverlängerung), unten: tabellarische Zusammenstellung der max. Seilkräfte und max. horizontalen Verformungen des vorderen Seils



	passiv	Aktivierung in mm							
		$x_1 = -1$ [N]	$\Delta_{1,-1}$ [-]	$x_2 = -1$ [N]	$\Delta_{2,1}$ [-]	$x_3 = -1$ [N]	$\Delta_{3,-1}$ [-]	$x_3 = -10$ [N]	$\Delta_{3,-10}$ [-]
max. Seilkraft S_1	4320	793	0,18	5884	1,36	4231	0,98	3415	0,79
max. Seilkraft S_2	4307	5870	1,36	780	0,18	4395	1,02	5124	1,19
Σ Seilkraft $S_1 + S_2$	8627	6663	0,77	6664	0,77	8626	1,00	8539	0,99
max. horiz. Verformung f_1	-26,01	-33,69	1,30	-33,69	1,30	-25,5	0,98	-20,27	0,78

Erläuterungen:

- Seilkraft S_1 in N, entspricht der Seilkraft im vorderen Seil
 - Seilkraft S_2 in N, entspricht der Seilkraft im hinteren Seil
 - horiz. Verformung f_1 in mm, entspricht der Verformung des vorderen Seils in y-Achse
 - $\Delta_{i,j}$ wird wie folgt definiert $\Delta_{i,j} = \frac{S_{k,i,j}}{S_{k,passiv}}$
- mit:
- | | | |
|-----|---------|--|
| i | 1, 2, 3 | aktives System mit Aktivierung der Aktorposition x_1, x_2 oder x_3 |
| j | -1, -10 | Stellweg -1 mm oder -10 mm |
| k | 1, 2 | max. Seilkraft S_1 (vorderes Seil) und S_2 (hinteres Seil) |

Abbildung 61: oben: Seilkräfte am verformten System (Verformung mit 5-facher Überhöhung dargestellt) bei Windsogbeanspruchung, a) Grundsystem mit Einzellast, b) passives System, c) Aktivierung des Aktors des vorderen Seils um $x_1 = -1$ mm (Seilverkürzung), d) Aktivierung des Aktors des hinteren Seils um $x_2 = -1$ mm (Seilverkürzung), e) Aktivierung des Aktors der Strebe um $x_3 = -1$ mm und f) um $x_3 = -10$ mm (Strebenverkürzung), unten: tabellarische Zusammenstellung der max. Seilkräfte und max. horizontalen Verformungen des vorderen Seils

5.4 Sensitivitätsanalyse zur Reduktion der Optimierungsvariablen

Der Einfluss der Anordnung der einzelnen Aktoren im System (Aktorpositionen) wurde in Kapitel 5.3 mit Hilfe eines stark vereinfachten Systems betrachtet. In einem weiteren Schritt wird hier an diesem System das Zusammenwirken der drei Positionen untersucht. Für die Beurteilung des Zusammenwirkens, d.h. des Einflusses der einzelnen Positionen auf die verschiedenen Optimierungsziele (Tabelle 4), wird eine globale Sensitivitätsanalyse durchgeführt.

Dies ist erforderlich, da Fassadenabmessungen in der Realität um ein Vielfaches größer sind als in dem hier betrachteten System. Die Anzahl der Seile sowie der Streben erhöht sich signifikant und damit auch die Anzahl der Aktoren (Optimierungsvariablen). Je größer diese Anzahl bei einem Optimierungsproblem ist, umso höher wird der Rechenaufwand. Daher sollten die aktiven Freiheitsgrade (Aktorpositionen), die keinen bzw. nur geringen Einfluss auf das Ergebnis der Optimierung haben, eliminiert werden. [142]

5.4.1 Vorgehen

Die globale Sensitivitätsanalyse wird in Anlehnung an das von Harzheim [142] beschriebene Vorgehen durchgeführt. Dabei wird jeweils eine Optimierungsvariable festgehalten, d.h. nicht verändert, und das vollständige Optimierungsproblem gelöst. Die Anzahl der Iterationen muss bei jedem Durchlauf gleich sein. Die Anzahl der Durchläufe des Optimierungsproblems entspricht der Anzahl der Optimierungsvariablen. Die Lösungen der Durchläufe werden mit einem Referenzwert verglichen. Als Referenzwert wird das Ergebnis eines zusätzlichen Optimierungsdurchlaufs herangezogen, bei dem alle Variablen betrachtet werden. Weicht die Lösung eines Durchlaufs stark vom Referenzwert ab, ist die Sensitivität hoch – die Variable hat somit einen hohen Einfluss auf das Optimierungsproblem. Ist die Abweichung nur gering vom Referenzwert, ist die Sensitivität niedrig – der Einfluss der festgehaltenen Variablen gering – und kann vernachlässigt werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wird für die globale Sensitivitätsanalyse das in Kapitel 5.2.1 vorgestellte Simulated-Annealing-Verfahren für die Optimierung verwendet. Die von Neuhäuser [8] angesetzten Parameter wurden an die hier vorliegende Problemstellung angepasst (Tabelle 8).

Tabelle 8: Parameter für das Simulated-Annealing-Verfahren

Parameter	Werte nach [8]	Anpassung
Starttemperatur T_0	2	15
Abkühlfaktor je Phase α_2	0,5	0,5
Anzahl der Phasen p	15	15
Anzahl der Iterationen pro Phase k_0	75	375
Anzahl der Iterationen $j = p \times k_0$	1125	5625
max. Schrittweite je Iteration $\Delta x_{i,max}$ in mm	5	0,1

Für die Untersuchung der Sensitivität der Optimierungsvariablen werden drei der in Kapitel 5.2.2, Tabelle 4 definierten Optimierungsziele betrachtet. Die Minimierung der Seilkräfte (Optimierungsziel 3 und 4) kann zu einem Optimierungsziel zusammengefasst werden, weil

bei den maximalen Seilkräften nicht zwischen Windsog und Winddruck differenziert werden muss. Da es sich bei der Anordnung der Seile um ein symmetrisches System handelt, entspricht eine positiv gerichtete Kraft (Winddruck) auf das vordere Seil einer negativ gerichteten (Windsog) auf das hintere Seil.

5.4.2 Sensitivität der Optimierungsvariablen

Die Sensitivitätsanalyse zur Minimierung der Seilkräfte bestätigte die Ergebnisse der Betrachtung der einzelnen Aktorpositionen in Abschnitt 5.3. Es zeigt sich, dass die Optimierungsvariablen x_1 und x_2 einen signifikanten Einfluss auf die Lösung des Optimierungsproblems haben (Diagramm 2). Die Aktivierung der Strebe (x_3) erzeugt keine nennenswerte Änderung der Seilkräfte.

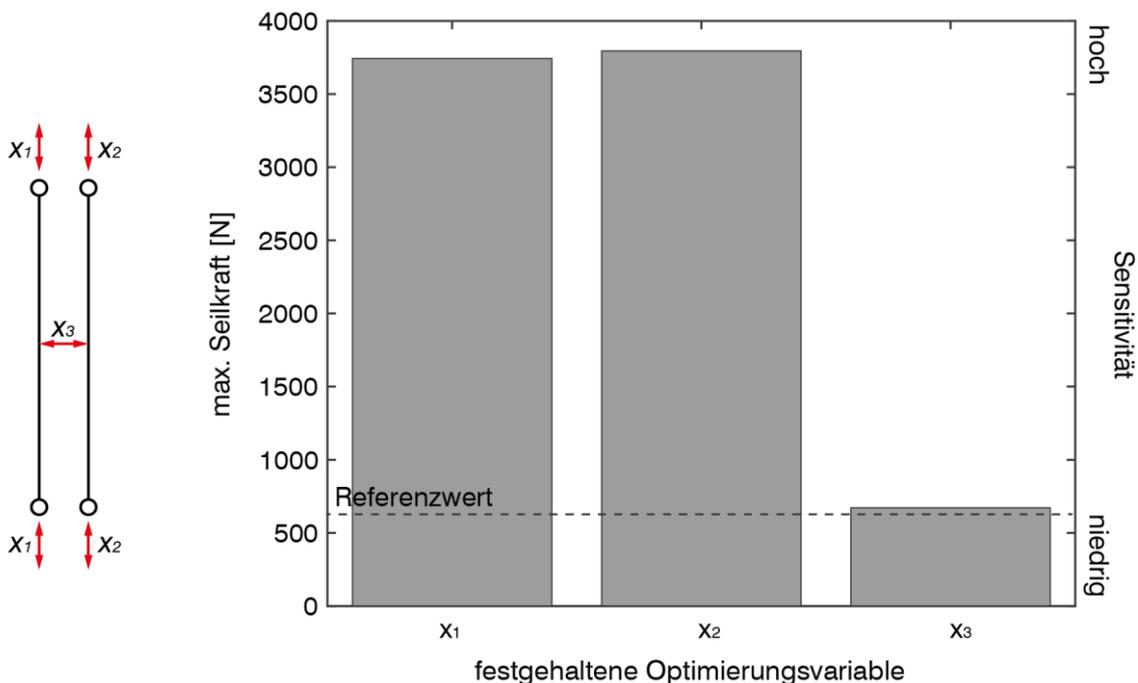


Diagramm 2: Sensitivität der Optimierungsvariablen mit dem Optimierungsziel der Reduktion der Seilkräfte (Winddruck = Windsog)

Die Ergebnisse der Verformungsadaption zeigen, dass bei Winddruck die Optimierungsvariable x_3 (Strebe) die höchste Sensitivität aufweist. Der Einfluss des vorderen Seils x_1 und des hinteren Seils x_2 ist untergeordnet (Diagramm 3). Bei Windsog weisen x_2 (hinteres Seil) und x_3 (Strebe) eine hohe Sensitivität auf (Diagramm 4). Dies ist darauf zurückzuführen, dass durch die Erhöhung der Vorspannung des hinteren Seils die Wirkung der Strebe verstärkt wird, da das hintere Seil wie ein Auflager mit nichtlinearer Federsteifigkeit wirkt.

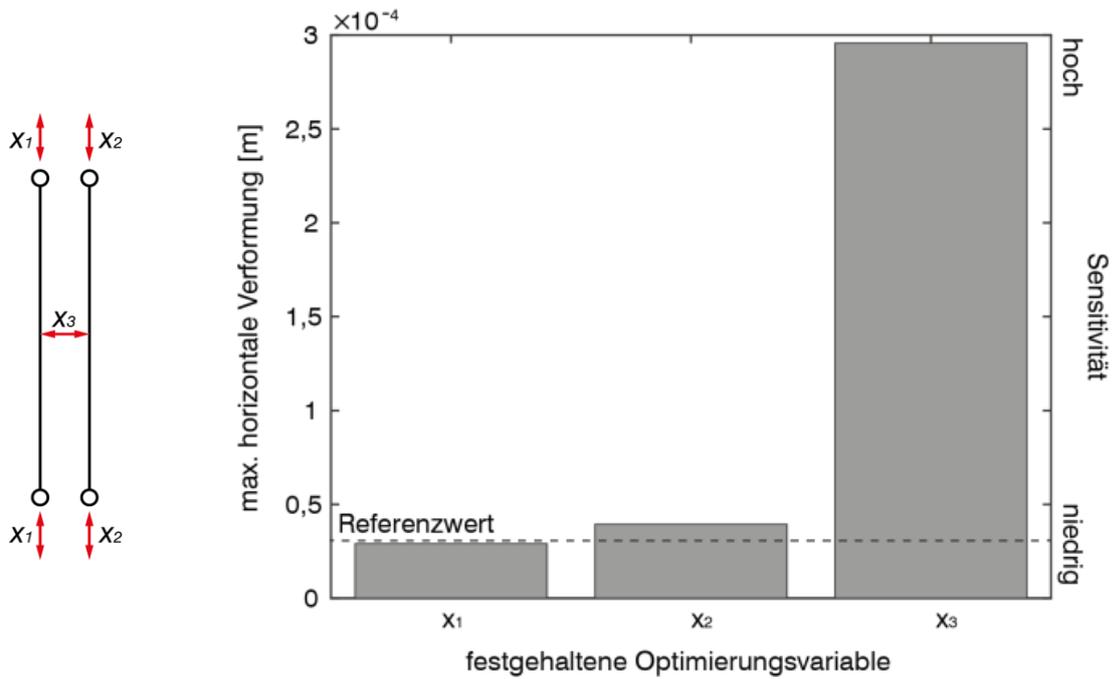


Diagramm 3: Sensitivität der Optimierungsvariablen mit dem Optimierungsziel der Reduktion der Verformungen bei Winddruck

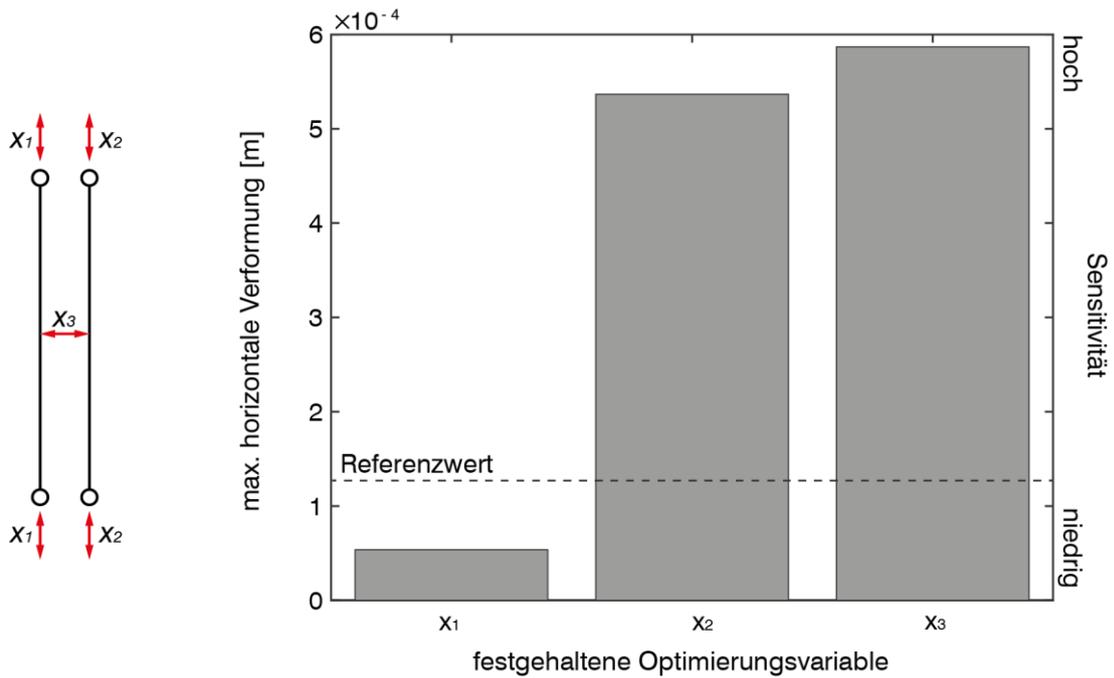


Diagramm 4: Sensitivität der Optimierungsvariablen mit dem Optimierungsziel der Reduktion der Verformungen bei Windsog

5.5 Adaptionstrategie

Die Analyse der verschiedenen Adaptionmöglichkeiten von vertikal vorgespannten Seilfassaden mit Seilpaaren ergab, dass in Abhängigkeit der Belastungsrichtung und des Optimierungsziels verschiedene Adaptionmechanismen erforderlich sind.

Aufbauend auf dem in Kapitel 5.1 erarbeiteten Adaptionskonzept und den Ergebnissen der Sensitivitätsanalyse für adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden, lässt sich folgende Adaptionstrategie (Abbildung 62) für den Modus B und C ableiten. In Modus B müssen die Streben (x_3) für die Reduktion der Verformungen bei Winddruck aktiviert werden. Bei Windsog muss zusätzlich zu den Streben die Vorspannung in den hinteren Seilen erhöht werden (x_2). Bei der Minimierung der Seilkräfte in Modus C wird über die Aktivierung von x_1 und x_2 die Vorspannung der Seile reduziert. Hierbei muss zwischen Windsog und Winddruck nicht unterschieden werden, da die Minimierung der Seilkräfte für die vorderen und hinteren Seile erfolgen muss.

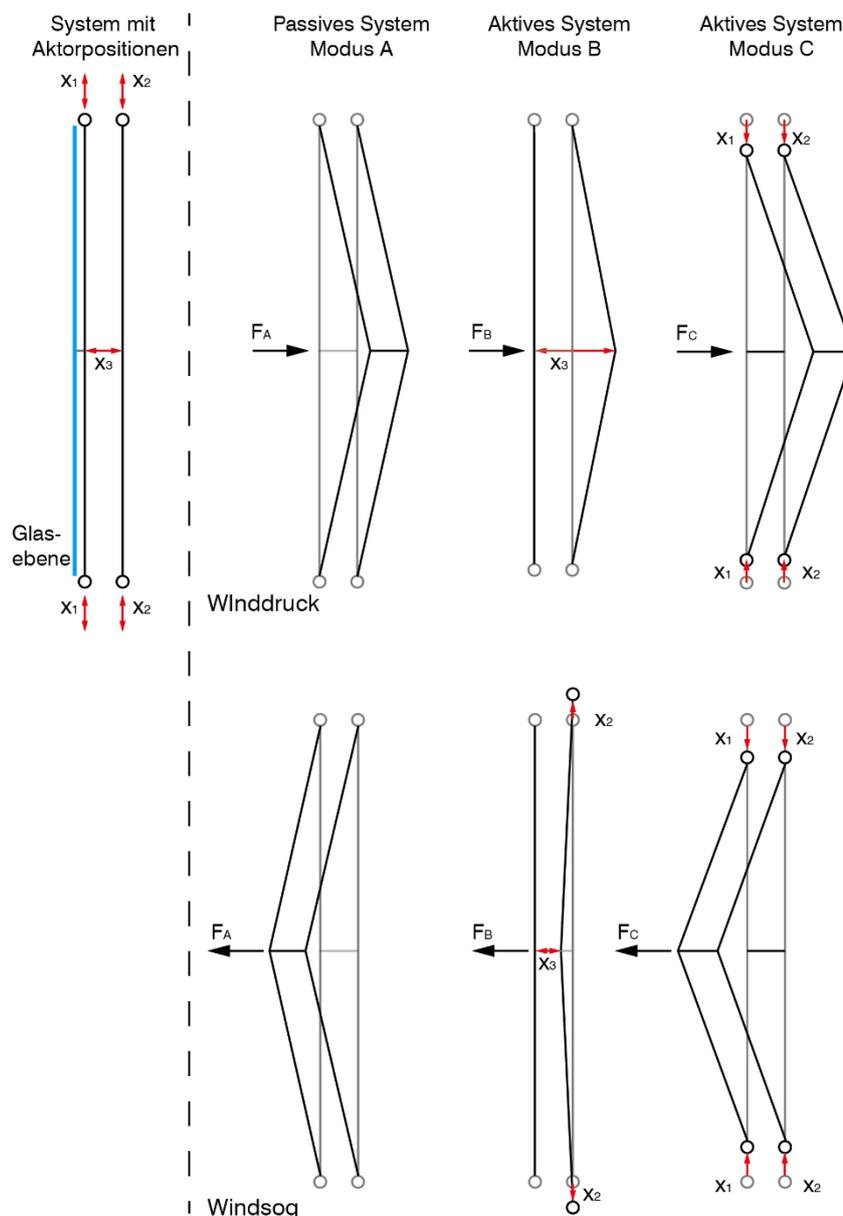


Abbildung 62: Adaptionstrategie für adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden

6 Experimentelle Validierung der Verformungsadaption

Die experimentelle Validierung der Simulationsergebnisse der Verformungsadaption bei Winddruck erfolgt an einem Prototyp eines adaptiven Fassadenmoduls, welcher in Abschnitt 6.1 beschrieben wird. Der Versuchsaufbau wird im darauffolgenden Abschnitt vorgestellt. Anschließend erfolgt der Modellabgleich in Abschnitt 6.3 sowie die Versuchsdurchführung in Abschnitt 6.4. Im Anschluss werden die Ergebnisse ausgewertet und diskutiert.

6.1 Beschreibung des Prototyps

Im Rahmen der DFG-Forschergruppe FOR 981 „Hybride Intelligente Konstruktionselemente“ wurde zusammen mit dem Institut für Systemdynamik der Universität Stuttgart ein Prototyp eines adaptiven Fassadenmoduls entwickelt (Abbildung 63).



Abbildung 63: Vorderansicht Prototyp © ILEK, Fotografien: Gabrielle Metzger

Die Gesamtabmessungen des Prototyps betragen $H=4,9$ m und $B=5,3$ m. Der Stahlrahmen (Stahlgüte S355), in den das Fassadenmodul eingebaut ist, besteht aus HEB100-Stahlstützen (Pos. 2) und U100-Riegeln (Pos. 7), die biegesteif miteinander verbunden sind. Die Riegel setzen sich jeweils aus zwei U-Profilen und einem 10 mm (oberer Riegel, Pos. 8) und einem 8mm dicken Blech (unterer Riegel, Pos. 9) zu einem Rechteckhohlprofil zusammen. Der Rahmen wird wie ein Spannreck über acht Seile (Pos. 3) abgespannt. (Abbildung 64)

Die drei Seilpaare der Fassade (Pos. 4) sind vertikal angeordnet. An den vorderen Seilen sind zwei Reihen mit je drei Scheiben Einscheibensicherheitsglas (Pos. 5) mit einer Abmessung von $1,5$ m x $1,5$ m x $0,008$ m befestigt. Sie werden ausschließlich an den Ecken gehalten und

liegen 36 mm vor den vorderen Seilen. Weitere Konstruktionszeichnungen des Prototyps sind Anhang A zu entnehmen.

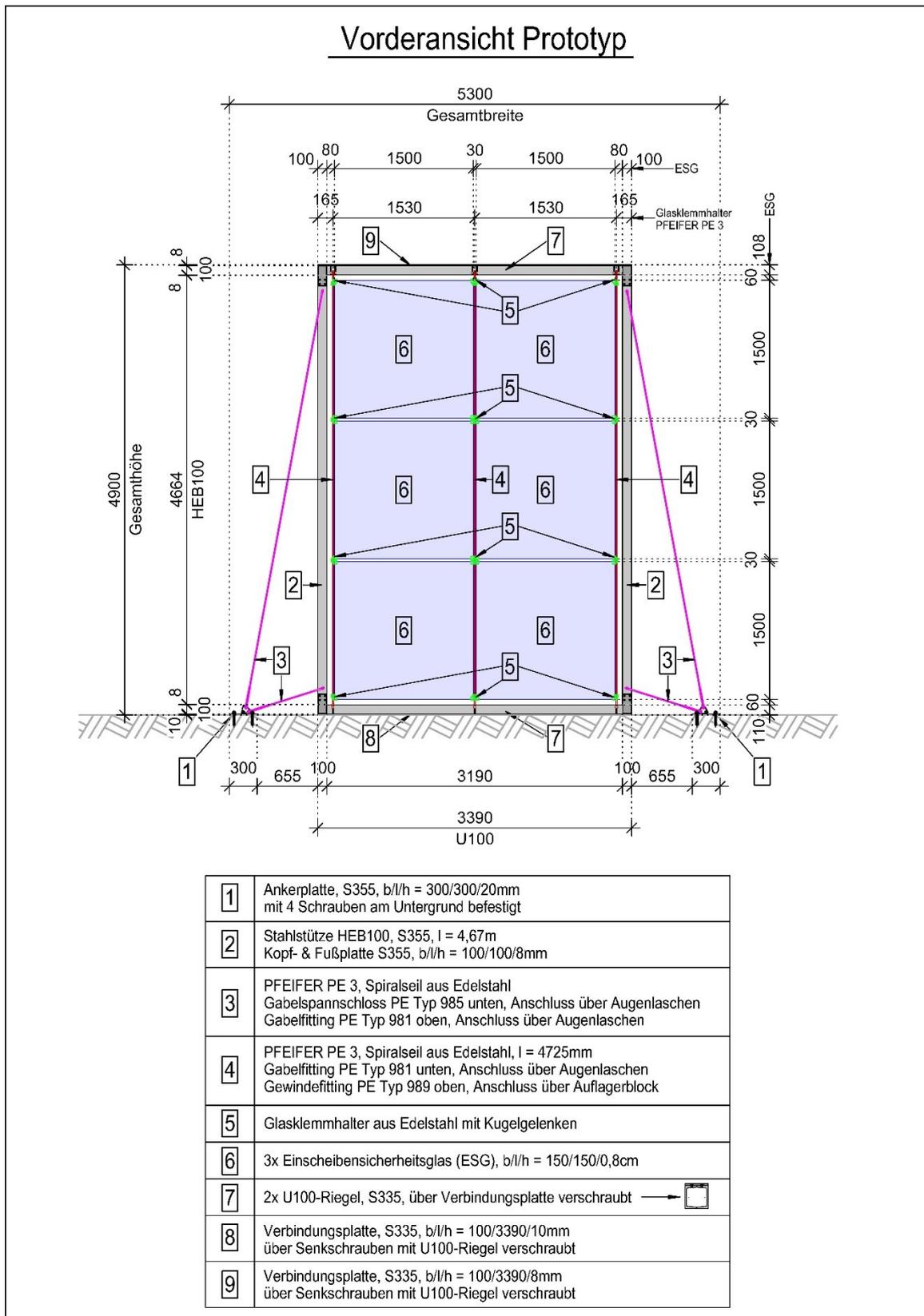


Abbildung 64: Konstruktionszeichnung Prototyp - Vorderansicht

Die Glasscheiben sind mittels exzentrisch an den vorderen Seilen montierten Glasklemmhaltern aus Edelstahl gelagert, welche gelenkig ausgebildet wurden. Kugelgelenke in den Anschlussplatten an die Seilklemmenhalter ermöglichen eine Verdrehung von bis zu 8° (Abbildung 65). Um einen Kontakt der Edelstahlfläche der Glasklemmhalter mit der Glasscheibe zu vermeiden, sind EPDM-Platten (Ethylen-Propylen-Dien-Kautschuke) in den Auflagerbereichen eingeklebt.

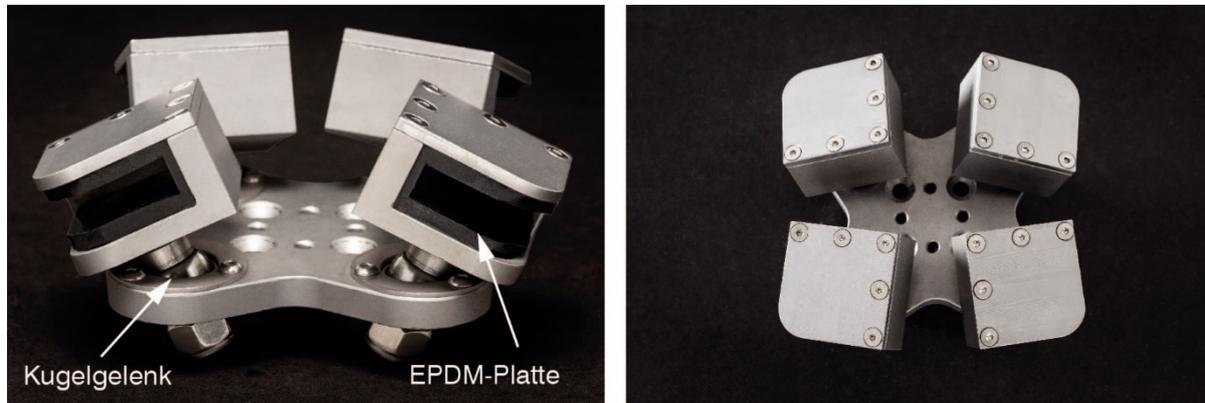


Abbildung 65: Glasklemmhalter links: Ansicht, rechts: Draufsicht © ILEK, Fotografin: Gabrielle Metzger

Es werden offene Spiralseile aus Edelstahl mit einem metallischen Querschnitt von 22 mm^2 ($\varnothing 6,1 \text{ mm}$) des Typs PE3 des Herstellers Pfeifer und einer Länge von $l=4,725 \text{ m}$ (Pos. 4) verwendet. Der Anschluss an den Stahlrahmen erfolgt über Gabelfittinge an Augenlaschen im unteren Bereich und über Gewindefittinge und einen gelenkig gelagerten Auflagerblock im oberen Bereich. Die vorderen Seile sind jeweils mit 1500 N und die hinteren Seile mit 500 N vorgespannt. Die Vorspannung wurde so gewählt, dass infolge des Eigengewichts der Glasscheiben und der Aktoren keine Schlaffseilbildung auftreten kann.

Dehnmessstreifen an den oberen Endverbindungen der Seile wurden dauerhaft angebracht, um die Seilkräfte während des Vorspannvorgangs und die Seilkraftänderung während des Betriebs zu erfassen. Eine permanente Überwachung der Seilkräfte konnte im Rahmen des Projekts FOR 981 nicht realisiert werden, weshalb eine Auswertung der Seilkräfte bei der experimentellen Validierung nicht möglich ist.

Die Seilpaare sind durch jeweils zwei aktive Streben (Scherenaktoren) auf Höhe der Glasklemmhalter miteinander gekoppelt. Die Positionen der Aktoren im Fassadensystem mit Nummerierung sind in Abbildung 66 dargestellt.

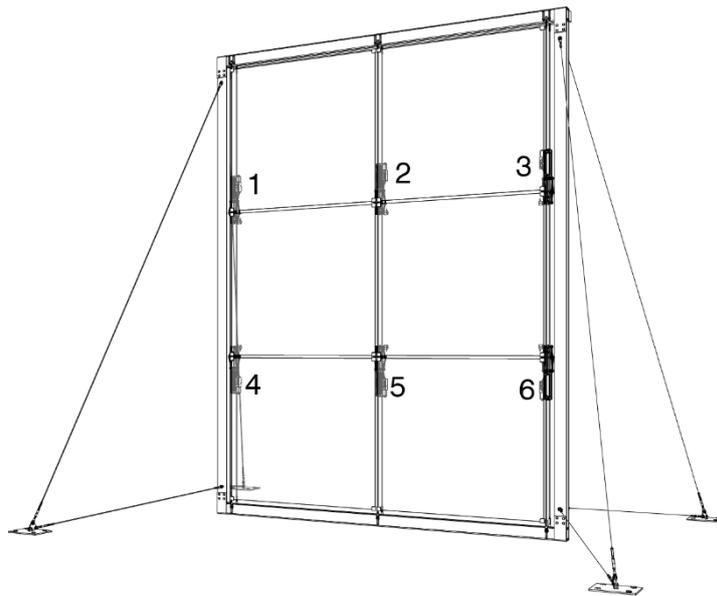


Abbildung 66: Isometrie des Prototyps mit Nummerierung der Aktoren

Die aktiven Streben wurden mit pneumatischen Scherenaktoren (Abbildung 67) realisiert. Zum Einsatz kommen pneumatische Zylinder der Firma Festo mit einem Hub von 150 mm, die parallel zur Seilachse eingebaut und durch Scheren modifiziert sind.

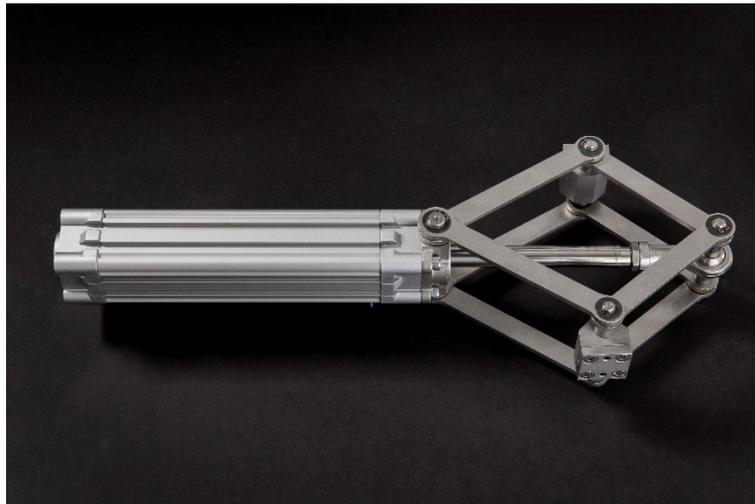


Abbildung 67: Pneumatischer Zylinder modifiziert mit Scheren © ILEK, Fotografin: Gabrielle Metzger

Durch den Scherenmechanismus wirkt die Kraft des pneumatischen Zylinders senkrecht zur Hubrichtung. Die Scheren können sich senkrecht zur Hubrichtung um bis zu 120 mm verlängern und um bis zu 30 mm verkürzen. Abbildung 68 zeigt den Bewegungsablauf eines eingebauten Aktors für eine vollständigen Spreizung der Scheren. Winkelmesser an den Scherenaktoren messen den Winkel der Scheren und somit den Stellweg x_3 (siehe Kapitel 5.5). Beschleunigungsmesser an den Aktoren erfassen das dynamische Verhalten der Fassade. [143, 144]

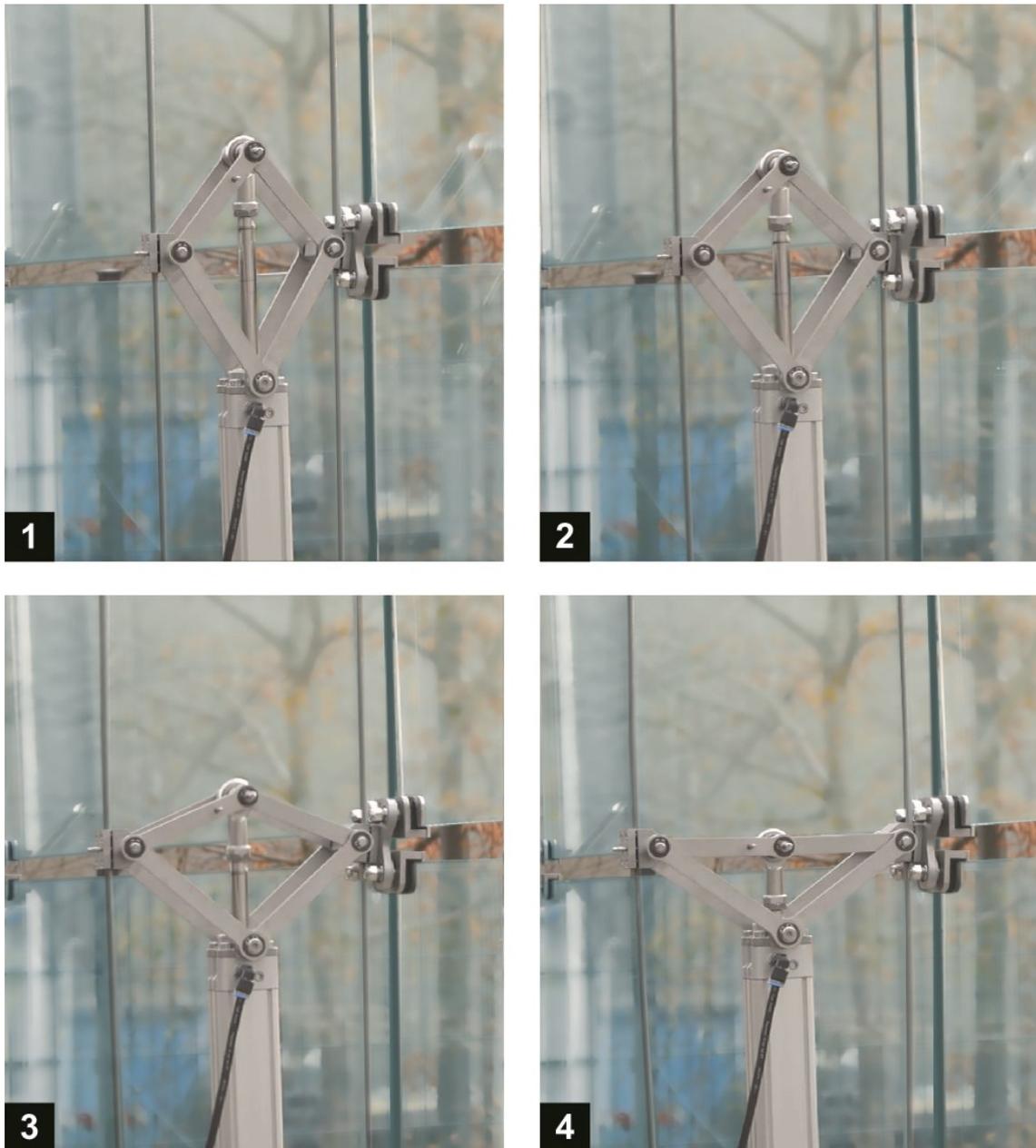


Abbildung 68: Bewegungsablauf eines Scherenaktors im eingebauten Zustand

6.2 Versuchsaufbau

Für die Versuche zum Tragverhalten unter statischer Belastung wurde ein Versuchsaufbau hergestellt, bei dem Belastungen in Größe und Richtung einstellbar sind. Hierfür wurden Seile an den hinteren Seilen der Fassade auf Höhe der Aktoren befestigt (Abbildung 69, oben rechts), die mit Umlenkrollen an einer Rahmenkonstruktion nach unten umgelenkt werden. Die Seilenden der Hilfskonstruktion können jeweils mit 30 kg-Gewichten bestückt werden (Abbildung 69, oben links). Diese Belastungsart entspricht einer Punktlast von jeweils 294 N (Abbildung 69, unten). Maximal können 6 Positionen belastet werden. Die Nummerierung der Belastungspositionen entspricht den Akteurpositionen.

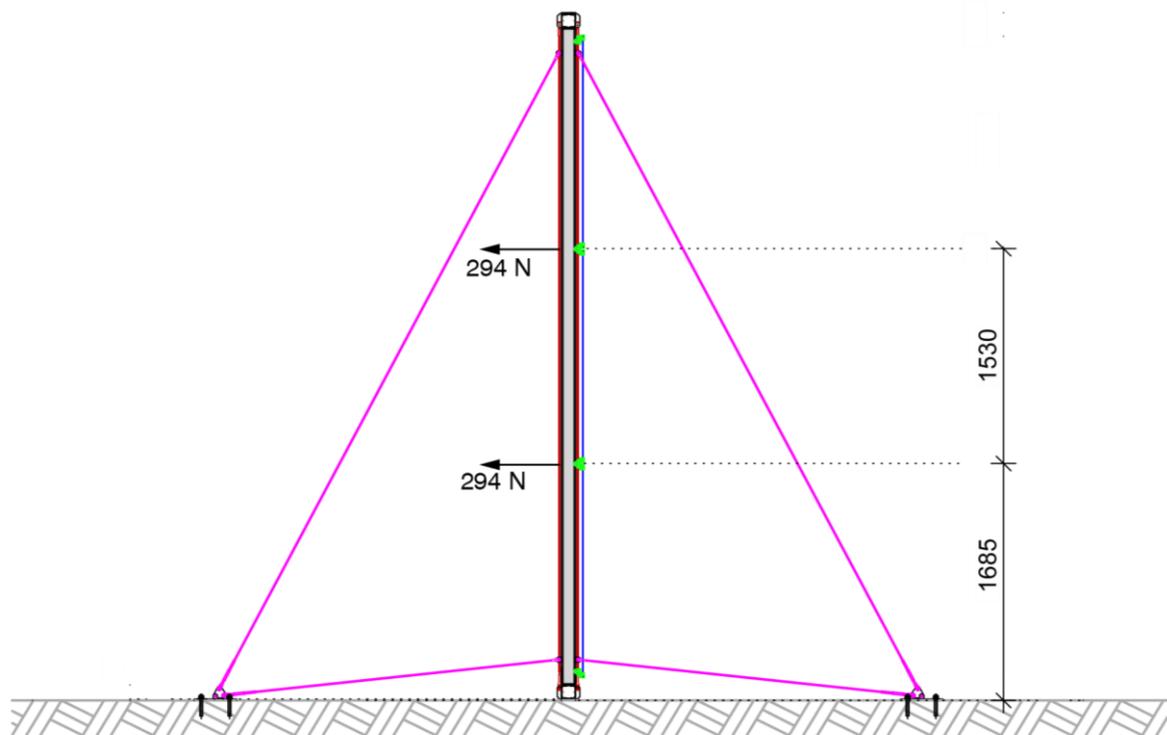


Abbildung 69: Belastung der Fassade, links oben: Rahmenkonstruktion mit Gewichten, rechts oben: Scherenaktor mit Seil zur Anbringung der Gewichte, unten: Konstruktionszeichnung mit Position und Wirkungsrichtung der Kraft (Fotos: © ILEK, Fotografin Gabrielle Metzger)

Für die Erfassung der horizontalen Verformungen der Glasebene wurde eine Messeinrichtung aus vier zur Verfügung stehenden Laser-Vibrometern eingesetzt, die an den Positionen M1, M2, M4 und M5 die Auslenkung der Glasebene aus der Ausgangslage mittig zu den Glasklemmhalter messen (Abbildung 70)

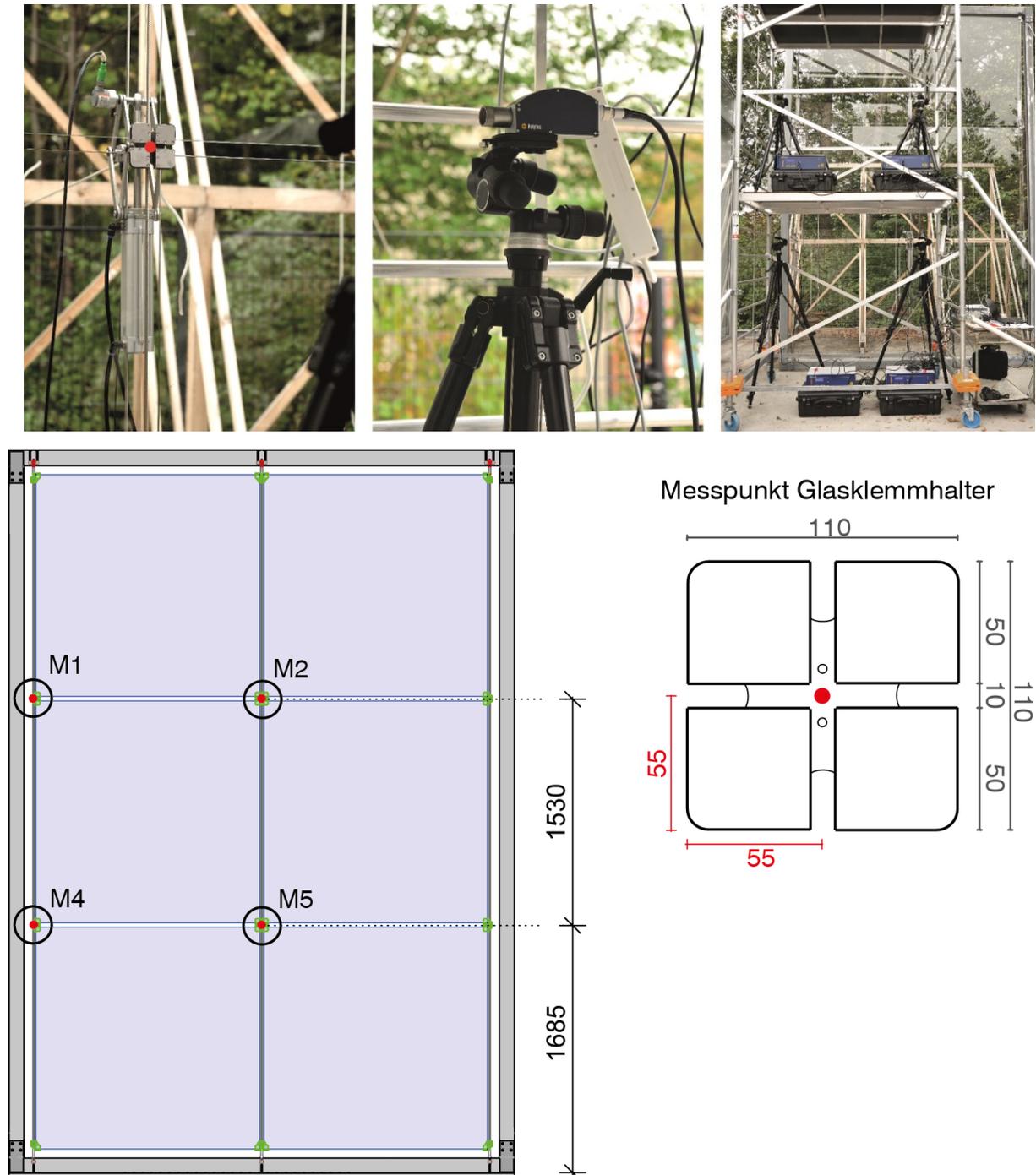


Abbildung 70: oben: Aufbau Messeinrichtung, links: Messpunkt, Mitte: Laser-Vibrometer, rechts: Gesamtaufbau © ILEK, Fotografin Gabrielle Metzger, unten: Konstruktionszeichnungen, links: Nummerierung der Messpunkte und Höhenpositionen der Laser-Vibrometer, rechts: Glasklemmhalter mit Position Messpunkt

Der Versuchsablauf erfolgt in fünf Arbeitsschritten (Tabelle 9), simultan wird permanent die Verformung der Glasebene gemessen:

Tabelle 9: Versuchsablauf

Arbeitsschritt	Beschreibung
1	Ausgangsposition (keine Belastung)
2	Aufbringen der Einzellasten ohne Aktivierung der Aktoren (Verformung im passiven Zustand)
3	Aktivierung der Aktoren (Verformung im aktiven Zustand)
4	Rückbau der Einzellasten im aktiven Zustand (Aktoren halten den Stellweg)
5	Aktoren in Ausgangsposition

6.3 Modellabgleich

In einem ersten Schritt erfolgt ein Modellabgleich des Fassadenmoduls im passiven Zustand mit dem Simulationsmodell für eine vollflächige Belastung – alle sechs Positionen sind belastet.

Das Simulationsmodell des Fassadenmoduls (Abbildung 71) wird aufgrund der Ergebnisse von Feng et al. [58] und Lili et al. [59] detailliert modelliert, um mögliche Kopplungs- und Steifigkeitseffekte zu berücksichtigen. Daher beinhaltet das Modell sowohl den Stahlrahmen als auch die um 36 mm exzentrisch zu den vorderen Seilen angeordneten Glasscheiben.

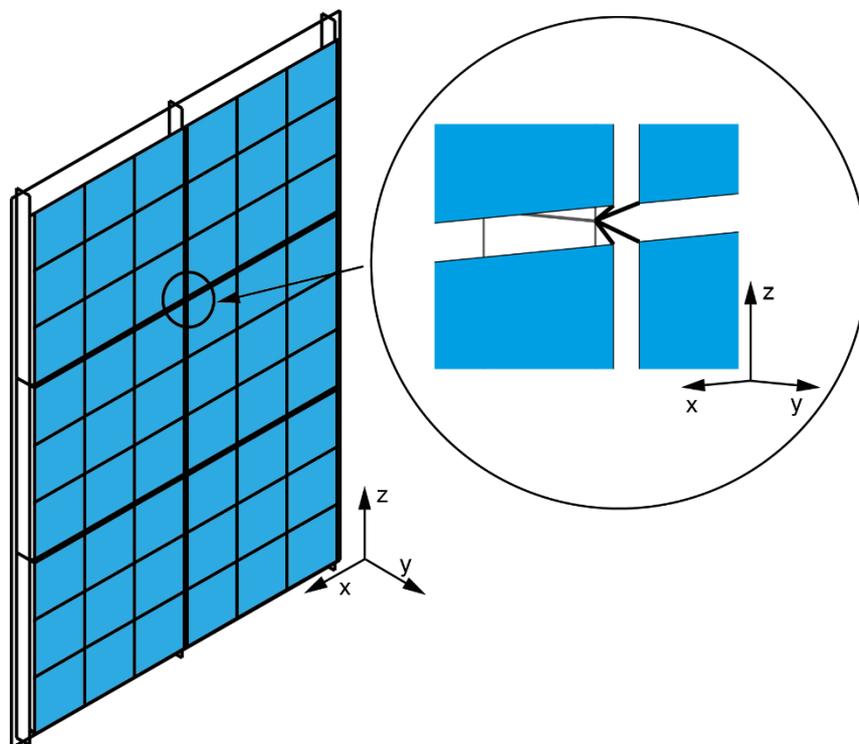


Abbildung 71: Isometrie des Simulationsmodells in Ansys mit Detail der Modellierung des Anschlusses der Glasscheiben

Eine genaue Analyse der Glasscheiben erfolgt in diesem Abschnitt nicht. Die Glasklemmhalter werden als Stäbe modelliert, die an die Eckknoten der Scheiben und Seilknoten der vorderen Seile anschließen. Die Anbindung dieser Stäbe an die Seilknoten ist starr und an den Eckknoten gelenkig in y-Richtung (normal zur Glasebene) gelagert.

Die einzelnen Bauteile werden mit den Ansys-Elementen in Tabelle 10 und den Materialparametern in Tabelle 11 erstellt.

Tabelle 10: Ansys-Elementtypen der einzelnen Bauteile des Prototyps

Bauteil	Beschreibung	Ansys-Element
Seile	Seilelemente mit metallischem Querschnitt $A_m = 22 \text{ mm}^2$	link180
Streben	Linearaktor	link11
Rahmenstützen	Balkenelemente mit Querschnitt HEB100	beam188
Rahmenträger	Balkenelement mit Querschnitt 2 x U100	beam188
Glasscheiben	Schalenelement mit 8 mm Dicke	shell181
Koppelstab	Balkenelement mit Querschnitt 8 mm x 8 mm zwischen Eckknoten Glasscheibe und Seilknoten	beam188

Tabelle 11: Materialparameter des Prototyps

Bauteil	Materialeigenschaften	Wert
Edelstahlseile nach [140]	Zugfestigkeit, f_{uk}	1.450 N/mm ²
	Verformungsmodul, E_Q	140.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν	0,3 -
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_T	16×10^{-6} 1/K
	Rohdichte, ρ	8.000 kg/m ³
Stahlrahmen, Streben und Koppelstäbe nach [141]	Streckgrenze, f_{yk}	355 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E_y	210.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν_y	0,3 -
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_{yT}	12×10^{-6} 1/K
	Rohdichte, ρ_y	7.850 kg/m ³
ESG-Scheiben (vorgespanntes Floatglas nach [145])	Biegezugfestigkeit, f_k	120 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E_G	70.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν_G	0,2 -
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_T	9×10^{-6} 1/K
	Rohdichte, ρ_G	2.500 kg/m ³

Berücksichtigt wird auch die Temperaturänderung und die daraus resultierende Vorspannungsänderung zwischen dem Vorspannungs- und Belastungszeitpunkt. Die Temperatur zum Zeitpunkt der Vorspannung betrug am Standort des Versuchsaufbaus 12,7°C und zum Zeitpunkt der Versuche 16,5°C.

Die Quantifizierung der Simulationsergebnisse der horizontalen Verformungen der Glasebene im passiven Zustand bei einer Belastung aller sechs Positionen (Belastungsszenario 1) ergab, wie in Tabelle 12 dargestellt, eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die Abweichung zwischen Messung und Simulation liegt bei maximal 4.1 %.

Tabelle 12: Horizontale Verformung des passiven Systems (Belastungsszenario 1)

Position	Horizontale Verformung am passiven System in mm		Abweichung	
	Messung	Simulation	in %	in mm
M1	69,91	68,28	2,3	1,63
M2	68,94	68,60	0,5	0,34
M4	70,22	68,87	1,9	1,35
M5	72,25	69,27	4,1	2,98

Das Simulationsmodell des Fassadenmoduls kann somit für die Ermittlung der erforderlichen Stellwege der einzelnen Aktoren bei verschiedenen Belastungsszenarien herangezogen werden.

6.4 Versuchsdurchführung

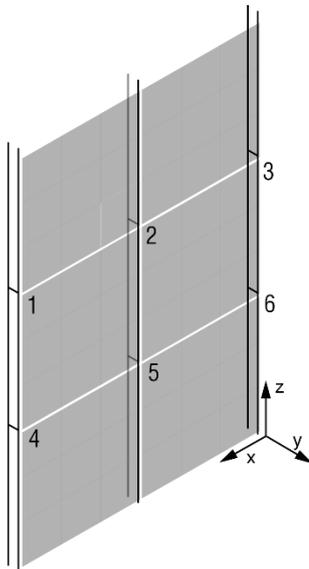
Für die Validierung der Verformungsadaption zur Reduktion der Verformungen normal zur Glasebene bei Winddruck werden fünf verschiedene Belastungsszenarien untersucht. Die Simulation und Optimierung erfolgt wie in Kapitel 5.2 beschrieben mit der Software Ansys und der Software Matlab. Zur Ermittlung der optimalen Stellwege wird das in Kapitel 5.2.1 beschriebene Innere-Punkte-Verfahren verwendet. Die belasteten Punkte der einzelnen Belastungsszenarien und die dazugehörigen Stellwege der einzelnen Aktoren sind in Tabelle 13 aufgelistet. Ein positiver Stellweg bedeutet, dass sich der Aktor aus der Ausgangslage verlängert, ein negativer Stellweg, dass er sich verkürzt. Die Ermittlung der Stellwege erfolgt an dem Ausgangssystem ohne Temperatureinflüsse, diese werden bei der Validierung der Ergebnisse in Abschnitt 6.4 mitberücksichtigt.

Tabelle 13: Belastete Punkte und Stellwege der Aktoren der verschiedenen Belastungsszenarien

Belastungs-szenario	Belastete Punkte	Stellweg der einzelnen Aktoren in mm					
		1	2	3	4	5	6
1	1 2 3 4 5 6	101,59	118,00	101,28	100,55	117,99	100,41
2	1 2 3	98,75	107,62	98,54	44,61	63,98	44,47
3	4 5 6	44,71	63,75	44,99	98,61	107,64	98,54
4	1 2 4 5	100,51	117,13	-11,69	100,32	117,99	-12,36
5	2 3 5 6	-13,53	117,11	100,28	-13,86	117,99	100,39

Tabelle 14 fasst sowohl die Ergebnisse der Belastungsszenarios bei passivem und aktivem System zusammen als auch die erzielte Verformungsreduktion durch die Aktivierung der Scherenaktoren. Es zeigt sich, dass sich die Verformungen im Vergleich zum passiven System zwischen 89,2 und 99,9 % reduzieren. Eine detaillierte Betrachtung und Interpretation der Ergebnisse erfolgen in Abschnitt 6.4.

Tabelle 14: Messergebnisse der horizontalen Verformung der Messpunkte der verschiedenen Belastungsszenarien



	Messpunkt	horizontale Verformung in mm		
		passiv	aktiv	Reduktion
123456	M1	-69,91	-2,56	96,3%
	M2	-68,94	2,33	96,6%
	M4	-70,22	-2,35	96,7%
	M5	-72,25	4,19	94,2%
123	M1	-54,37	0,56	99,0%
	M2	-55,52	3,31	94,0%
	M4	-30,15	-2,82	90,6%
	M5	-30,48	1,7	94,4%
456	M1	-29,01	-2,15	92,6%
	M2	-30,09	1,85	93,9%
	M4	-57,51	0,05	99,9%
	5	-59,23	3,21	94,6%
1245	M1	-64,39	-4,59	92,9%
	M2	-61,56	0,78	98,7%
	M4	-66,41	-3,03	95,4%
	M5	-65,52	2,99	95,4%
2356	M1	-23,04	-2,49	89,2%
	M2	-57,73	1,57	97,3%
	M4	-26,90	-2,32	91,4%
	M5	-61,87	3,31	94,7%

6.5 Validierung der Verformungsadaption

Für die Validierung der Verformungsadaption werden die Mess- und Simulationsergebnisse der fünf verschiedenen Belastungsszenarien im aktiven und passiven Zustand miteinander verglichen. Die Ergebnisse der Messungen und der Simulationen sind in Diagramm 5 bis Diagramm 9 gegenübergestellt. Die Diagramme veranschaulichen, dass mit der Verformungsadaption die horizontalen Verformungen der Glasebene nahezu vollständig reduziert werden können. Anhang B beinhaltet außerdem die vollständige Auswertung der Mess- und Simulationsergebnisse in tabellarischer Form (Tabelle 27 und Tabelle 29).

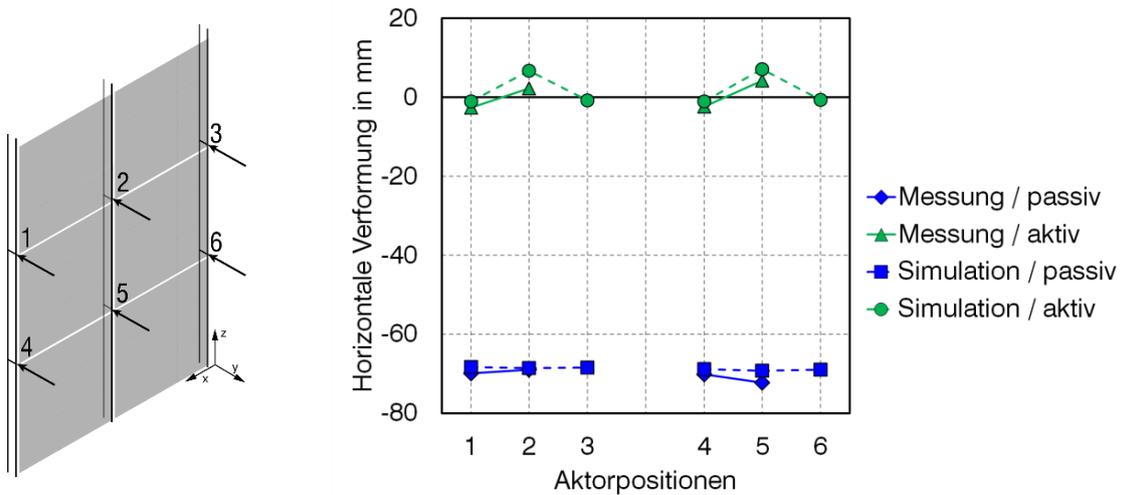


Diagramm 5: Belastungsszenario 1: Horizontale Verformung

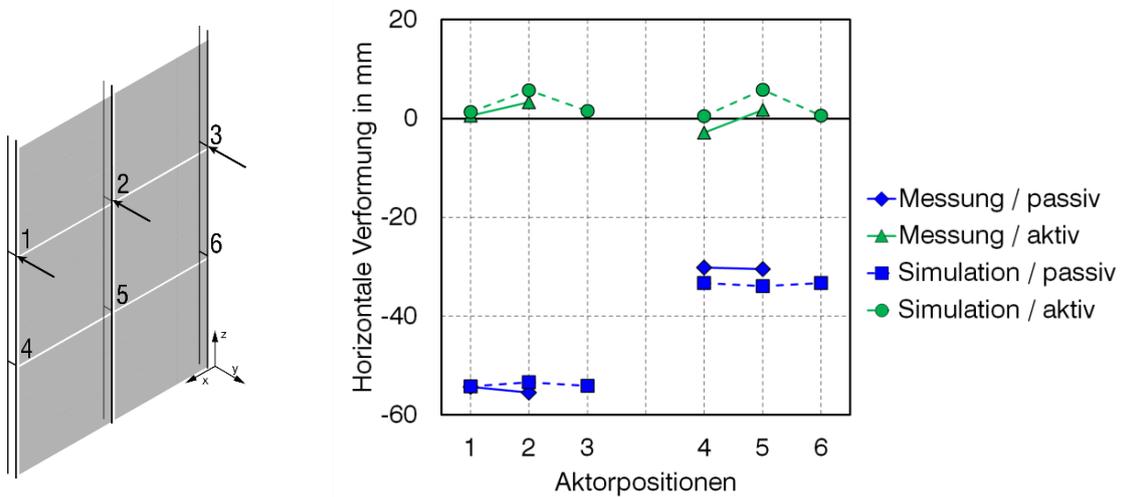


Diagramm 6: Belastungsszenario 2: Horizontale Verformung

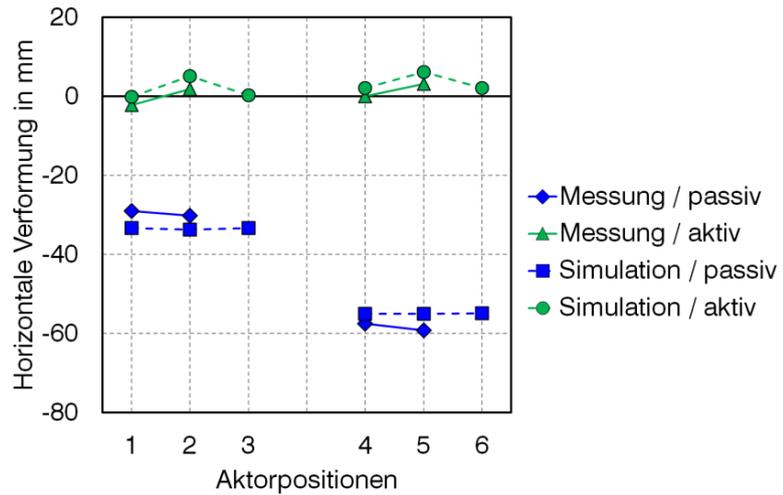
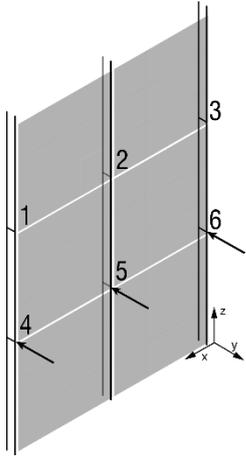


Diagramm 7: Belastungsszenario 3: Horizontale Verformung

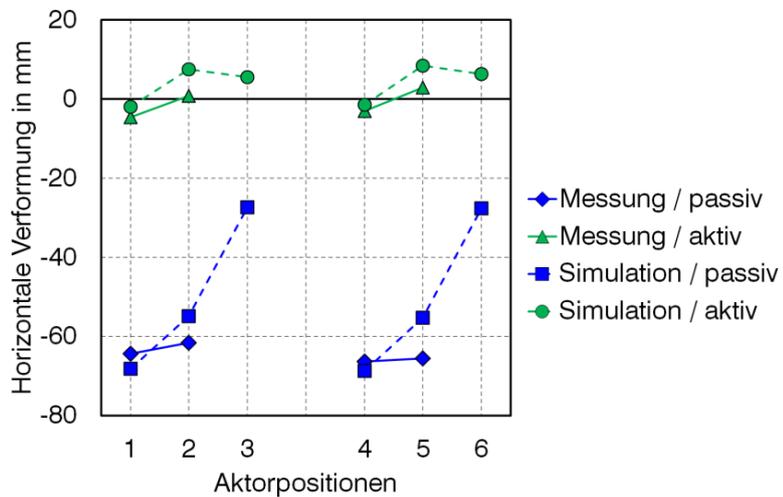
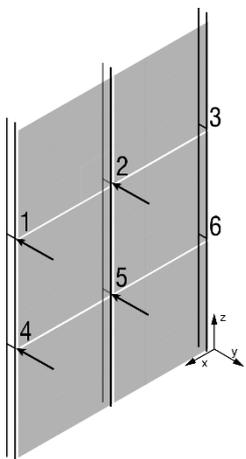


Diagramm 8: Belastungsszenario 4: Horizontale Verformung

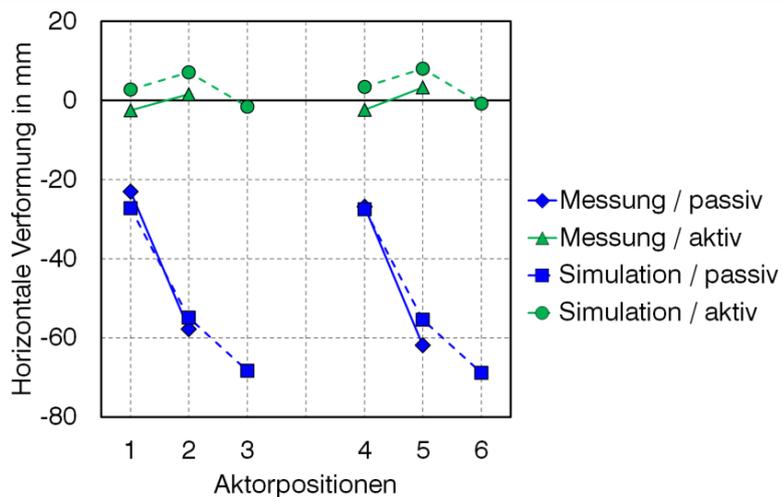
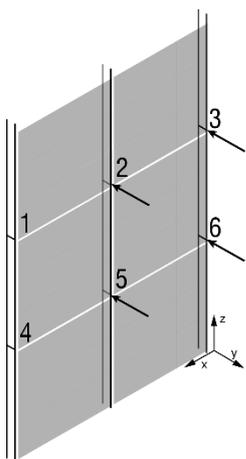


Diagramm 9: Belastungsszenario 5: Horizontale Verformung

Diagramm 5 zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen des Belastungsszenarios 1 für alle sechs symmetrisch belasteten Positionen. Im passiven Zustand sind die gemessenen Verformungen geringfügig größer als die der Simulationen. Im Versuch konnte die Verformung f von maximal 72,25 mm, was einem Verhältnis h zu f von ungefähr 65 bei einer Seillänge l von 4,725 m entspricht, auf 4,2 mm ($l/f \approx 1125$) reduziert werden. Die Abweichungen der Ergebnisse der Simulationen zu den Messungen betragen maximal 4,1 % im passiven und 5,8 % im aktiven Zustand, was ungefähr 4,5 mm entspricht (Tabelle 28, Anhang B).

In Diagramm 6 (Belastungsszenario 2) und Diagramm 7 (Belastungsszenario 3) weisen die unbelasteten Positionen bei Simulationen größere Verformungen auf, als die Messungen ergeben haben. Die gemessenen Verformungen an den belasteten Positionen sind, wie in Diagramm 5, im passiven Zustand größer. Die gemessenen Verformungen konnten hier von maximal 59,3 mm (Belastungsszenario 3, Belastungspunkt 5) auf 3,2 mm ($l/f \approx 1469$) reduziert werden. Die Abweichung der Verformungen im passiven und aktiven Zustand beträgt hier nur 4,3 mm. Bei einer prozentualen Auswertung ergeben sich jedoch Abweichungen von bis zu 23,8 % (alle Werte vgl. Tabelle 28, Anhang B).

Bei Belastungsszenario 4 (Diagramm 8) und Belastungsszenario 5 (Diagramm 9) ist kein direkter Zusammenhang zwischen belasteten und unbelasteten Positionen ersichtlich. Bei den Versuchen konnten die Verformungen von 66,4 mm auf 3,0 mm (Belastungsszenario 4, Belastungspunkt 4) verringert werden. Im Belastungsszenario 4 weichen die Verformungen der Messungen zu den Simulationen im passiven Zustand um bis zu 10,3 mm (Belastungspunkt 5) voneinander ab (15,7%). Bei Belastungsszenario 5 sind die Abweichungen maximal 5,8 mm, beim prozentualen Vergleich nach Gleichung (B-3) und (B-4) jedoch bis zu 45,9% in Position 1. (Tabelle 29, Anhang B)

Allgemein zeigt sich, dass an den unbelasteten Positionen die relativen Abweichungen nach Gleichung (B-3) und (B-4) vgl. Anhang B größer sind als an den belasteten.

Dieser Effekt ist auf die Herstelltoleranzen von bis zu 3 mm bei den Glasscheibenabmessungen des Prototyps zurückzuführen, welche nicht vollständig über die EPDM-Platten in den Glasklemmhaltern ausgeglichen werden können. Dies führt zu Zwängungen im Gesamtsystem, die sich durch Verdrehungen der Glasklemmhalter im unbelasteten Zustand zeigen. Durch das Anbringen der Einzellasten an den Scherenaktoren wird dieser Effekt an den belasteten Positionen reduziert, weshalb die Abweichungen geringer sind.

Die hier durchgeführte Validierung zeigt eine gute quantitative und qualitative Übereinstimmung der Ergebnisse des Simulationsmodells mit den durchgeführten Versuchen an dem adaptiven Fassadenmodul. Die vereinzelt größeren Abweichungen sind auf Maßtoleranzen bei der Fertigung des Versuchsaufbaus zurückzuführen, die konstruktiv zu lösen sind und nicht auf einen Fehler im Simulationsmodell zurückzuführen sind. Daher kann dieses als geeignet für das statische Tragverhalten von adaptiven, vertikal vorgespannten Seilfassaden angesehen werden.

7 Fallstudie: Untersuchung aktiver und passiver Seilfassaden

Die Validierung der Verformungsadaption in Kapitel 6 zeigt, dass die horizontalen Verformungen in der Glasebene der Seilfassade durch die Aktivierung der Streben bei Winddruck um bis zu 99,9% reduziert werden können. Im Folgenden werden passive (konventionelle) und adaptive Varianten einer vertikal vorgespannten Seilfassade mit der in Kapitel 5 vorgestellten Adaptionstrategie im Rahmen einer Fallstudie untersucht. Hierbei werden die Beanspruchungen aus Winddruck und Windsog berechnet.

Abschnitt 7.1 beschreibt zunächst den allgemeinen Aufbau der zu untersuchenden Systeme. Im anschließenden Abschnitt wird das Vorgehen bei der Strukturanalyse und der Optimierung vorgestellt.

Die auf die passiven und adaptiven Fassadensysteme angesetzten Einwirkungen werden in Abschnitt 7.3 erläutert. Des Weiteren wird auf die Ermittlung der Windgeschwindigkeiten für die einzelnen Modi der Adaptionstrategie eingegangen. Die Verformungsbegrenzungen, die für die Bemessung relevant sind, werden in Abschnitt 7.4 festgelegt. Die daraus resultierenden Bemessungsergebnisse für den maßgebenden Lastfall „Windsog“ werden in Abschnitt 7.5 zusammengefasst.

Abschnitt 7.6 stellt das Verformungsverhalten und die Seilkräfte der Systeme für die Windgeschwindigkeiten im Modus B (Windsog und Winddruck) und Modus C (Windsog) gegenüber.

Aufbauend auf die Bemessungs- und Optimierungsergebnisse werden die Systeme hinsichtlich ihres Materialeinsatzes und Energiebedarfs mit Hilfe einer Öko-Bilanz in Abschnitt 7.7 bewertet. Abschließend werden die Ergebnisse in Abschnitt 7.8 diskutiert.

7.1 Systemaufbau

Für den Vergleich von passiven und adaptiven Seilfassaden wird ein fiktives Bürogebäude aus Stahlbeton mit einer Gesamthöhe von $h_{GB} = 25$ m und einer Grundfläche von $L_{GB} \times B_{GB} = 21$ m \times 14,4 m im Großraum Stuttgart angenommen. Das Gelände, in dem sich das Gebäude befindet, entspricht der Windzone 1, Geländekategorie II, offenes Gelände². Die verglaste Seilfassade befindet sich an der kurzen Seite (B_{GB}) des Gebäudes (Abbildung 72), um Zwängungen durch horizontale Verformungen der Glasebene zu vermeiden ist die Fassade im Randbereich entkoppelt. Die Konstruktion im Randbereich ist mit der Eckausbildung der Seilfassade des Zentraleingangsbereichs der Universität Bremen (siehe Kapitel 2.1) vergleichbar. Die Seile werden im oberen Bereich an eine auskragende Stahlbetondecke und unten an eine massive Bodenplatte, welche in dieser Analyse nicht berücksichtigt wird, angeschlossen.

² Entspricht der Geländekategorie des Flughafens Echterdingen, auf den sich die Winddaten des Deutschen Wetterdienstes beziehen

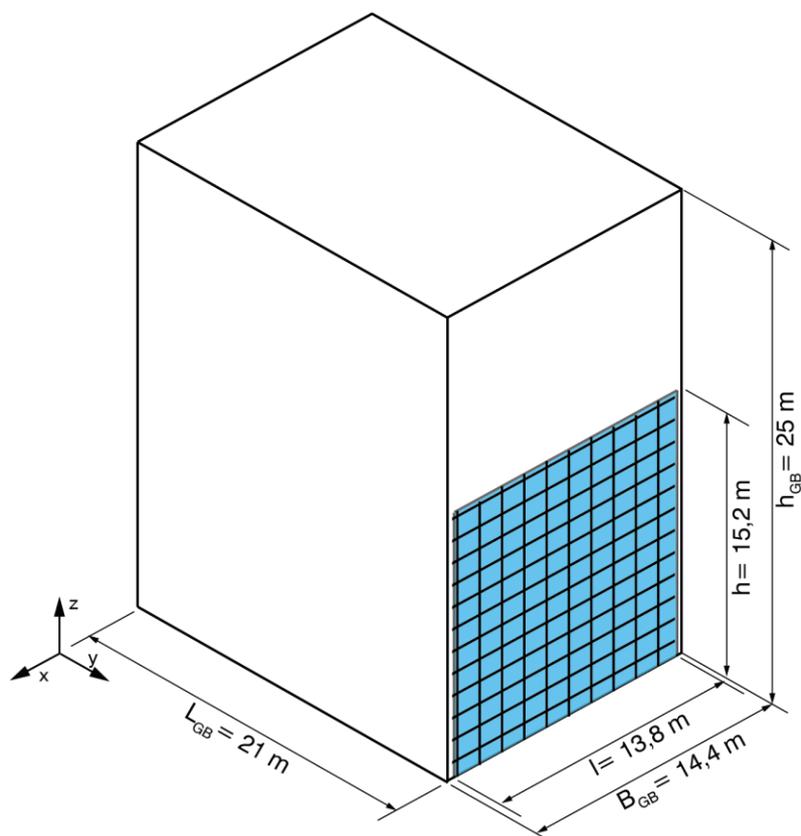


Abbildung 72: Gebäudekubatur mit Position der Seilfassade

Die Vorspannung der Fassadenseile wird vom Verformungsverhalten des oberen Auflagerbereichs beeinflusst, weshalb dieser in die Analyse einbezogen wird. Das Tragverhalten der Stahlbetondecke und somit des Auflagerbereichs der Seile ist von mehreren Faktoren abhängig: beispielsweise dem statischen System der Decke und somit der Anordnung der vertikalen Bauteile wie Stützen, Wände und wandartige Träger, die Auskragungslänge des Auflagerbereichs sowie die Ausbau- und Nutzlasten auf der Decke. Aufgrund der Vielzahl der möglichen Varianten wird für den Vergleich der Seilfassadensysteme eine Kragarmplatte mit einer Länge von $l_A=3$ m als Auflagersystem festgelegt (Abbildung 73). Steifigkeitseinflüsse von beispielsweise Unterzügen oder wandartigen Trägern sowie der allgemeinen Lagerung der Stahlbetondecke bei dem gewählten System werden hier nicht berücksichtigt. Des Weiteren wird die konzentrierte Lasteinleitung der Seilkräfte in das Betonbauteil nicht untersucht. Dieser Anschluss kann bei einer detaillierten Betrachtung zu zusätzlichem Materialeinsatz führen. Im Fokus der Analysen stehen stattdessen die Fassadensysteme. Die Berücksichtigung des Auflagerbereichs dient ausschließlich dazu, die Verformungseinflüsse des Auflagerbereichs mit einzubeziehen sowie ein mögliches Potenzial der Materialreduktion in diesem Bereich darzustellen.

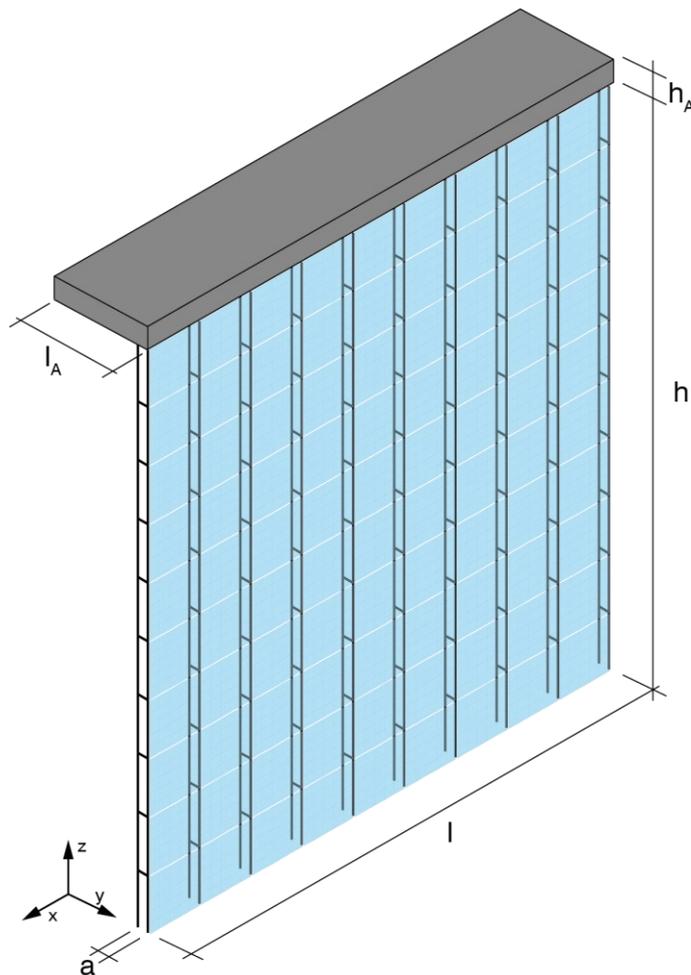


Abbildung 73: Schematische Darstellung des betrachteten Seilfassadensystems mit Kragarmplatte als Auflagerbereich

Die rechnerischen Abmessungen der Seilfassade sind: Höhe $h=15,2$ m, Länge $l=13,8$ m, Die Glasscheiben haben die Masse 1500 mm x 1500 mm und sind wie in Kapitel 6 beschrieben 36 mm exzentrisch zu den vorderen Seilen angeordnet, insgesamt 9 Reihen à 10 Glasscheiben.

Der Abstand der vorderen Seile zu den hinteren Seilen beeinflusst die Gesamtsteifigkeit des Seiltragwerks sowie die maximal mögliche Verkürzung der aktiven Streben des adaptiven Fassadensystems. Des Weiteren wird die Verformungsreduktion des adaptiven Systems durch die Grenzzugkraft des eingesetzten Seilquerschnitts limitiert.

Im Rahmen dieser Arbeit werden insgesamt sechs Systeme analysiert und bewertet. Untersucht werden zwei Seilabstände: $a = 130$ mm (Fassade F1) entspricht dem Abstand des Prototyps in Kapitel 6.1, und $a = 300$ mm (Fassade F2) resultiert aus der Verformung der Fassade von $h/50$ (15200 mm/ $50 \approx 300$ mm), die den Grenzwert der Verformungen der passiven (konventionellen) Fassade repräsentiert. Je Abstand a werden ein passives Fassadensystem und zwei adaptive Fassadensysteme, die sich im Seildurchmesser unterscheiden, analysiert. Zur Verwendung kommen offene Spiralseile des Herstellers Pfeifer. Für die adaptiven Systeme (AI und AII) werden Seile mit einem Durchmesser von $11,9$ mm (PE10) und $14,1$ mm (PE15) untersucht (Tabelle 15). Der Seildurchmesser $16,6$ mm² (PE20) des passiven Systems (P) ergibt sich aus der Bemessung (siehe Kapitel 7.5.1). Eine Übersicht mit den wesentlichen geometrischen Angaben der sechs Systeme zeigt Tabelle 16.

Tabelle 15: Parameter der verwendeten Seilquerschnitte nach [140]

Seiltyp	Grenz- zugkraft Z_{Rd} [kN]	Metallischer Querschnitt A_m [mm ²]	Nenn- durchmesser d_s [mm]
PE 10	61	83	11,9
PE 15	86	117	14,1
PE 20	118	161	16,6

Tabelle 16: Geometrische Angaben der Fassadensysteme

Fassadenvariante		Höhe Fassade h [m]	Länge Fassade l [m]	Abstand Seile a [m]	Seiltyp
Fassade F1	P passiv	15,2	13,8	0,13	PE 20*
	Al adaptiv				PE 10
	All adaptiv				PE 15
Fassade F2	P passiv	15,2	13,8	0,30	PE 20*
	Al adaptiv				PE 10
	All adaptiv				PE 15

* resultiert aus Bemessung siehe Kapitel 7.5.1

7.2 Strukturanalyse und Optimierung

Um den Rechenaufwand für die Strukturanalyse und die Optimierung zu reduzieren, wird das System in zwei Teilsysteme zerlegt - die Seilfassade und die Stahlbetonkrugarmplatte. Die Bauteilhöhe der Krugarmplatte wird für die verschiedenen Systeme gesondert dimensioniert. Die Verformungen des oberen Auflagerbereichs werden im FE-Modell der Seilfassade durch bilineare Federelemente berücksichtigt. Die Kraft-Verformungs-Kurve der Federelemente (Diagramm 10) wird über die M- κ -Linie der Stahlbetonkrugarmplatte ermittelt, welche abhängig vom Bewehrungsgrad, der Betongüte und der Bauteilhöhe ist. Der untere Auflagerbereich (Bodenplatte) wird als gelenkig und unverschieblich betrachtet. Die Glasscheiben werden wie bei den vorangegangenen Analysen in Kapitel 6 modelliert und anschließend für die Bemessung in einem gesonderten FE-Modell, welches den Einfluss der Glasklemmhalter berücksichtigt, untersucht (siehe Anhang F).

Die Glasklemmhalter werden im Gesamtmodell als Stäbe modelliert, die an den Eckknoten der Scheiben und Seilknoten der vorderen Seile anschließen. Die Anbindung dieser Stäbe ist starr an die Seilknoten und gelenkig an die Eckknoten in y-Richtung (normal zur Glasebene) gelagert (vgl. Kapitel 6.3).

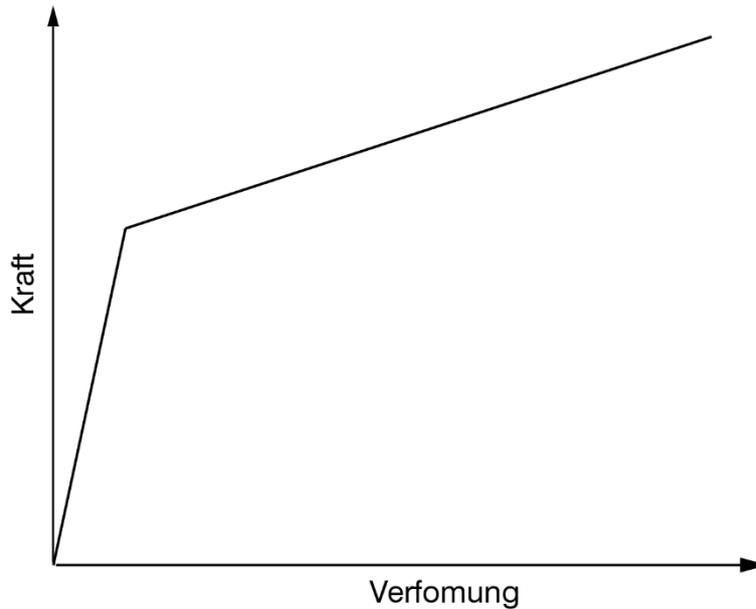


Diagramm 10: Schematische Darstellung des Kraft-Verformungs-Diagramms der bilinearen Feder-elemente der oberen Auflager des FE-Modells der Seilfassaden

Für die Berechnung der erforderlichen Stellwege der Aktoren der adaptiven Fassade wird das in Kapitel 5.2.1 beschriebene Innere-Punkte-Verfahren für die Optimierung (mit der Software Matlab) verwendet. Hierbei wird die Verkürzung der aktiven Streben entsprechend des Seilabstands und die maximale Seilkraft auf die Grenzzugkraft $Z_{R,d}$ gemäß Zulassung [140] und Tabelle 15 begrenzt.

Die Strukturanalyse erfolgt für die Fassaden und für die Glasscheiben mit der Software Ansys. Die Auflagerkräfte und die horizontalen Verformungen aus der nichtlinearen Strukturanalyse der Seilfassade werden als Einwirkungen auf die anderen Teilsysteme angesetzt. Die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte werden entsprechend Tabelle 19 bei den Einwirkungen auf die Seilfassade berücksichtigt.

Die Ermittlung der maßgebenden Verwindung der Glasscheiben erfolgt nach dem von Beer [146] beschriebenen Verfahren für Seilnetzfassaden. Hierfür werden die maßgebenden Knotenverschiebungen der vorderen Seile aus dem Gesamtsystem herangezogen und als Auflagerverschiebung bei der linearen Strukturanalyse der einzelnen Glasscheibe mit Glasklemmhalter berücksichtigt.

Die maßgebenden Auflagerkräfte aus den einzelnen Lastfallkombinationen des Fassadensystems werden als Einzellasten auf die Kragarmplatte angesetzt. Die Stahlbetonbemessung der Kragarmplatte erfolgt analytisch nach Eurocode 2 [147, 148].

Bei den numerischen Analysen werden für die Bauteile die Ansys-Elemente aus Tabelle 17 und die Materialeigenschaften aus Tabelle 18 verwendet.

Tabelle 17: Ansys-Elementtypen der Bauteile

Modell	Bauteil	Beschreibung	Ansys-Element
Seilfassade	Edelstahlseile	Seilelemente mit metallischem Querschnitt A_m	link180
	Streben	Linearaktor	link11
	Glasscheiben	Schalenelemente mit Dicke der Glasscheiben	shell181
	Koppelstab	Balkenelement zwischen Eckknoten Glasscheibe und Seilknoten	beam188
	Stahlbeton-Kragarmplatte	Nichtlineare Federelemente	combin39
Glasscheibe	Glasscheiben	Volumenelemente	solid 45
	EPDM-Schicht	Volumenelemente	solid 45
	Edelstahl-Klemmhalter	Schalenelemente mit Dicke der Stahlteile	shell181

Tabelle 18: Materialeigenschaften der Bauteile

Bauteil	Materialeigenschaften	Wert
Edelstahlseile nach [140]	Zugfestigkeit, f_{uk}	1.450 N/mm ²
	Verformungsmodul, E_Q	140.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν	0,3 -
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_T	16×10^{-6} 1/K
	Rohdichte, ρ	8.000 kg/m ³
Stahlbauteile nach [141]	Streckgrenze, f_{yk}	355 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E_y	210.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν_y	0,3 -
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_T	12×10^{-6} 1/K
	Rohdichte, ρ_y	7.850 kg/m ³
ESG-Scheiben (vorgespanntes Floatglas nach [145])	Biegezugfestigkeit, f_k	120 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E_G	70.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν_G	0,23 -
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_T	9×10^{-6} 1/K
	Rohdichte, ρ_G	2.500 kg/m ³
Stahlbeton-Kragarm nach [147] und [148] Beton C35/45	Druckfestigkeit, f_{ck}	35 N/mm ²
	Zugfestigkeit, f_{ctm}	3,2 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E_{cm}	34.000 N/mm ²
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_T	10×10^{-6} 1/K
	Rohdichte (Stahlbeton), ρ_c	2.500 kg/m ³
Betonstahl	Streckgrenze, f_{yk}	500 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E	200.000 N/mm ²
	Wärmeausdehnungskoeffizient, α_T	10×10^{-6} 1/K

Abbildung 74 zeigt die im folgenden verwendete Nummerierung der Aktoren. Die Aktorpositionen sind unterteilt in die Aktoren der vorderen Seile $x_{1,i}$, der hinteren Seile $x_{2,i}$ ($i=1$ bis 10) und der aktiven Streben $x_{3,j}$ ($j=1$ bis 90). Bei den Aktoren der Seile wird nicht zwischen den oberen und unteren Auflagern differenziert, da die Seilkraftänderungen gleichmäßig aufgebracht werden.

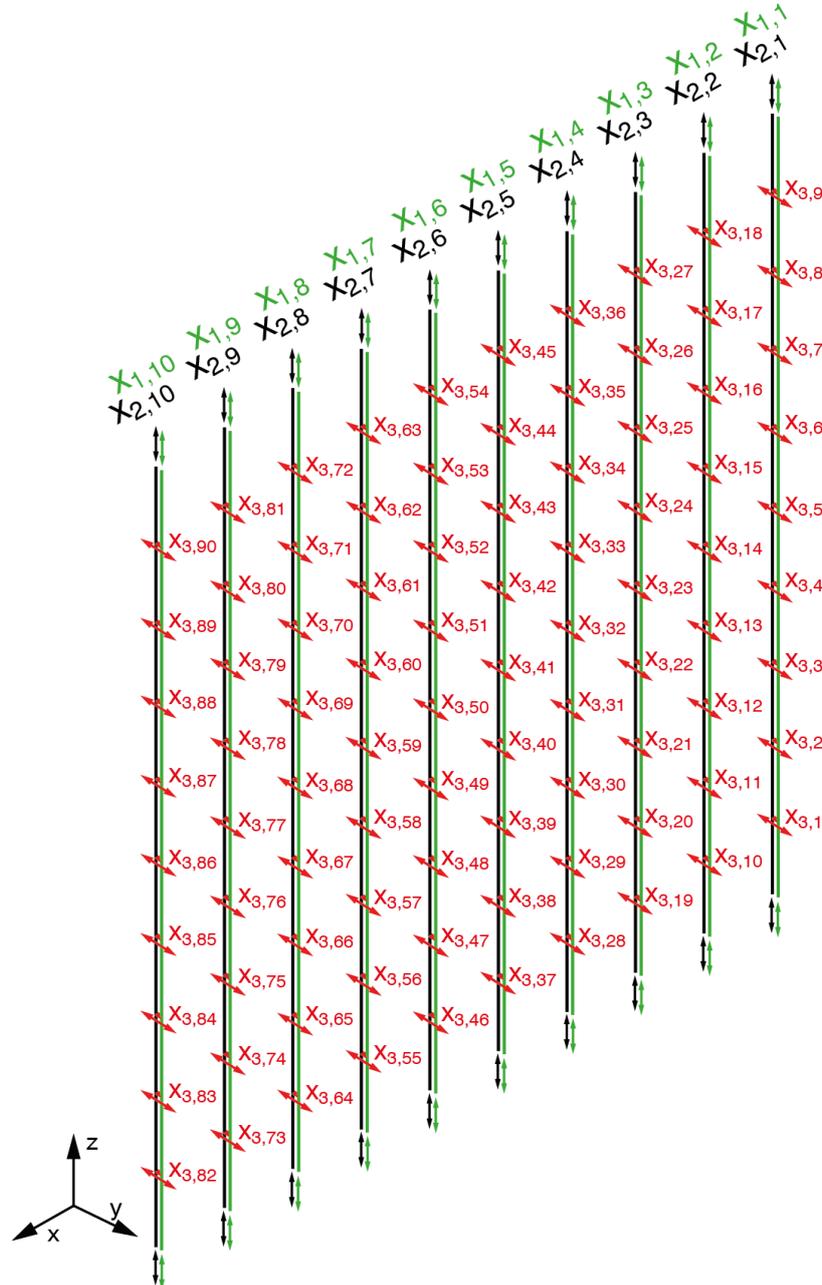


Abbildung 74: Nummerierung der Aktoren

7.3 Einwirkungen

7.3.1 Lastkombinationen

Für die Bemessung der Seilfassaden und des Auflagerbereichs (Stahlbetonkragarmplatte) werden die Einwirkungen mit den Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten aus Tabelle 19 in Anlehnung an den DIN EN 1990 [149, 150] angesetzt.

Tabelle 19: Einwirkungen mit Teil- und Kombinationsbeiwerten nach [149, 150]

Einwirkungskombination						selten		häufig		quasi-ständig	
Teilsicherheitsbeiwert / Kombinationsbeiwert			γ			$\psi_{0,i}$		$\psi_{1,i}$		$\psi_{2,i}$	
Einwirkung						passiv adaptiv		passiv adaptiv		passiv adaptiv	
Bemessung Seilfassade	Eigengewicht Glasscheiben	ständig	γ_G	1,35	1,00						
	Eigengewicht Seile	ständig	γ_G	1,35	1,00						
	Vorspannkraft Seile	ständig	γ_P	1,20	1,00						
	Adaption	veränderlich	γ_A	–	1,00						
	Wind ¹⁾	veränderlich	γ_W	1,50	1,50 ^{c)}	0,6	1,0 ^{b)}	0,2	1,0 ^{a)}	0	1,0 ^{a)}
	Temperaturdifferenz ²⁾	veränderlich	γ_T	1,50	1,00	0,6		0,5		0	
Bemessung Kragarmplatte	Eigengewicht Kragarmplatte	ständig	γ_G	1,35	1,35						
	Ausbaulasten Kragarmplatte	ständig	γ_G	1,35	1,35						
	Nutzlasten B1 ³⁾	veränderlich	γ_Q	1,50	1,50	0,7		0,5		0,3	
	Vorspannkraft Seile	ständig	γ_P	1,20	1,00						
	Seilkraftänderung infolge ständigen Lasten	ständig	γ_G	1,35	1,00						
	Seilkraftänderung infolge veränderlichen Lasten ¹⁾	veränderlich	γ_W	1,50	1,00	0,6	1,0 ^{b)}	0,2	1,0 ^{a)}	0	1,0 ^{a)}

¹⁾ passiv: nach [122, 124]

aktiv: Böenwindgeschwindigkeiten der einzelnen Modi

^{a)} Böenwindgeschwindigkeit (v_A) der oberen Grenze von Modus A

^{b)} Böenwindgeschwindigkeit (v_B) der oberen Grenze von Modus B

^{c)} Böenwindgeschwindigkeit (v_C) der oberen Grenze von Modus C

²⁾ nach [124, 151, 152], wird nur bei der Verformungsbegrenzung der Seilfassade berücksichtigt

³⁾ nach [149, 150]

Die Teilsicherheitsbeiwerte der Vorspannung und Seilkräfte der adaptiven Fassade werden für die Bemessung der Seile und der Kragarmplatte mit 1,0 festgelegt, da aufgrund der aktiven Elemente des Systems ein kontinuierliches Monitoring der Seilkräfte stattfindet. Dies stellt sicher, dass das System in einem Ausnahmezustand bzw. bei einer möglichen Überbeanspruchung in Modus C wechselt und die Seilkräfte nicht die zulässige Grenzzugkraft überschreiten.

Die Kombinationsbeiwerte der Windeinwirkungen der adaptiven Systeme werden mit 1,0 festgelegt, da für die verschiedenen Einwirkungskombinationen die Böenwindgeschwindigkeiten der entsprechenden Modi herangezogen werden. Dies setzt eine Erfassung der Momentanwindgeschwindigkeit vor Ort voraus.

7.3.2 Ständige Lasten und Nutzlasten

Zusätzlich zum Eigengewicht der Bauteile wird bei der Kragarmplatte eine Aufkantung (Brüstung) von 0,2 m Dicke und 0,5 m Höhe berücksichtigt. Des Weiteren werden

Ausbaulasten mit $1,5 \text{ kN/m}^2$ und Nutzlasten von $3,2 \text{ kN/m}^2$ nach DIN EN 1990 [149, 150] angesetzt.

7.3.3 Anwendung der Winddatenanalyse auf den Standort Stuttgart

Für die Festlegung der Grenzen der einzelnen Modi der Adaptionstrategie werden die in Kapitel 4.3 vorgestellten statistischen Methoden zur Auswertung von Winddaten herangezogen. Im Großraum Stuttgart zeichnet der Deutsche Wetterdienst (DWD) seit 1953 am Flughafen Echterdingen Winddaten in $z = 10 \text{ m}$ Höhe über Grund auf [153], die hier genutzt werden sollen. Auf Grundlage der Datensätze des DWD wird für die Ermittlung der Verteilungsfunktion wie in Abbildung 75 dargestellt vorgegangen.

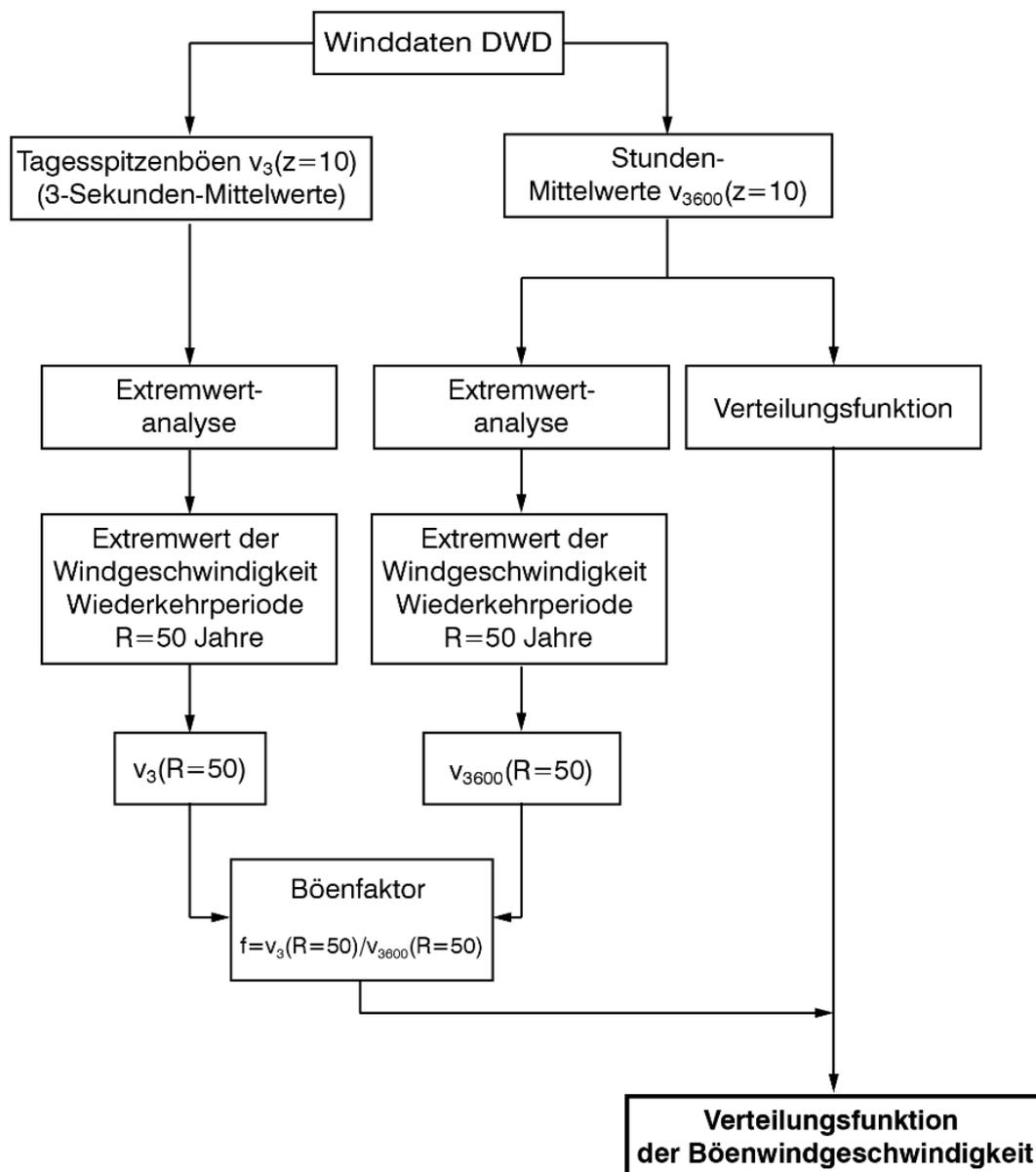


Abbildung 75: Vorgehen Winddatenanalyse

Die Stundenmittelwerte stellen zwar eine Zeitreihe dar und eignen sich zur Ermittlung einer Verteilungsfunktion der Windgeschwindigkeit, jedoch sind für die Windbeanspruchungen gemäß DIN EN 1991-1-4 [122, 124] 3-Sekundenmittelwerte (Böenwindgeschwindigkeiten) erforderlich. Auf Grundlage der Ergebnisse von Extremwertanalysen der Stundenmittelwerte

und den Tagesspitzenböen ergibt sich am Standort Echterdingen ein Böenfaktor von $f_{B\ddot{o}} = 1,96$ (Gleichung (C-1), Anhang C.1), der sich auf den Stundenmittelwert gemäß Velozzi und Cohen, und Dust [126, 127] bezieht. Die Böenfaktoren der Norm [122, 124] beziehen sich auf 10-Minuten-Mittelwerte – die Basiswindgeschwindigkeit.

Diagramm 11 stellt die aus der Winddatenanalyse resultierende Verteilungsfunktion der Böenwindgeschwindigkeit mit den festgelegten Bereichen der einzelnen Modi dar. Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wird die obere Grenze im Modus A für eine Nicht-Überschreitungswahrscheinlichkeit von 75% gewählt, was einer Windgeschwindigkeit von $v_A = 7,2$ m/s entspricht. Für den Modus B wird der Schwellenwert der Extremwertanalyse des gesamten Aufzeichnungszeitraums der Tagesspitzenböen (Tabelle 32, Anhang C.1) von 25,2 m/s angesetzt. Als oberen Grenzwert für Modus C wird die Böenwindgeschwindigkeit $v_c = 38,9$ m/s mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von einmal in 100 Jahren, die in Anhang C.1 (Tabelle 32) berechnet wurde, gewählt. Um bei der Bemessung der adaptiven Fassaden einen Extremfall zu berücksichtigen, wird bei der Ermittlung der erforderlichen Stellwege zur Einhaltung der Grenzzugkräfte der Seile der Böenwindgeschwindigkeitsdruck mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_w = 1,5$ beaufschlagt.

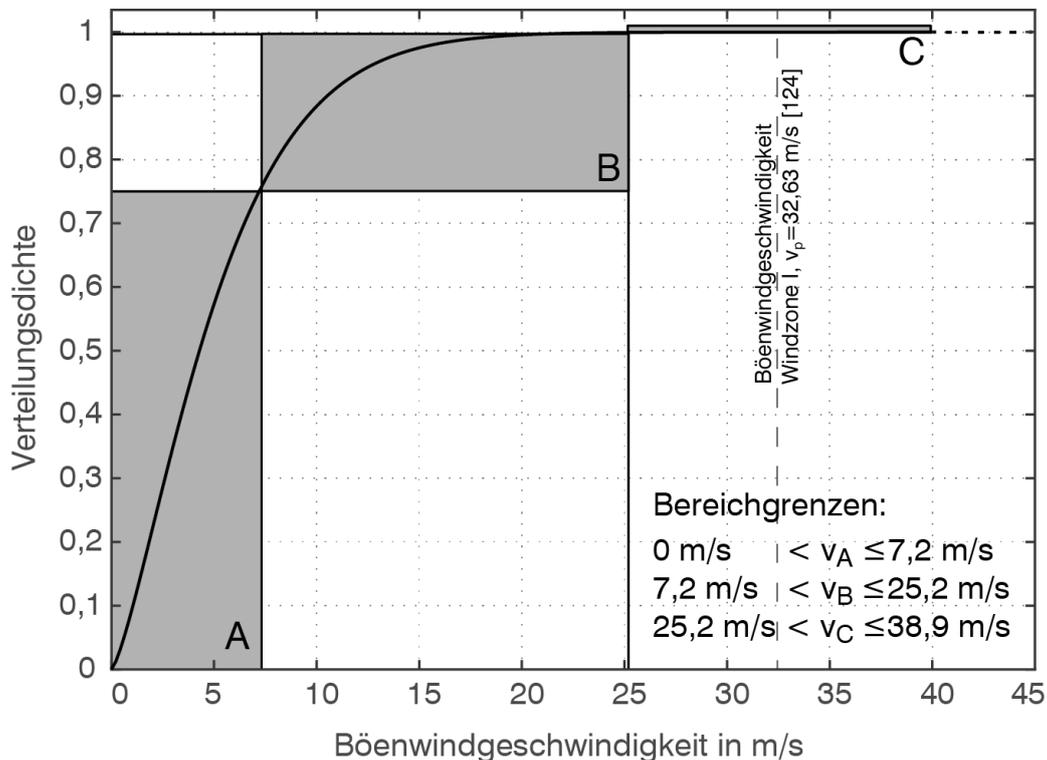


Diagramm 11: Verteilungsdichtefunktion der Böenwindgeschwindigkeit des Standort Stuttgarts mit den Grenzen der einzelnen Modi und der Böenwindgeschwindigkeit gemäß [122]

7.3.4 Windlasten

Für die Windlasten wird der Ansatz der quasi-statischen Windbeanspruchung nach DIN EN 1991-1-4 [122, 124] übernommen. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Konstruktion nicht schwingungsanfällig ist und die Böe das gesamte Bauwerk einhüllt.

Zur Verifizierung dieser Annahme werden die Dauer und die Ausdehnung von Böen mit Hilfe der Autokorrelation (Gleichung (4-21)) bestimmt und die Eigenfrequenzen der Fassadensysteme mit dem Energiespektrum nach Davenport abgeglichen (Anhang D.2).

Die aerodynamischen Druckbeiwerte sowie die Verteilung des Windes über die Gebäudehöhe werden für die passiven und adaptiven Systeme nach DIN EN 1991-1-4 [122, 124] verwendet (Abbildung 76). Auch bei den passiven Fassadensystemen (konventionell, ohne aktive Elemente) wird die Böenwindgeschwindigkeit $v_p(z=10\text{ m}) = 32,6\text{ m/s}$ entsprechend angesetzt [122, 124].

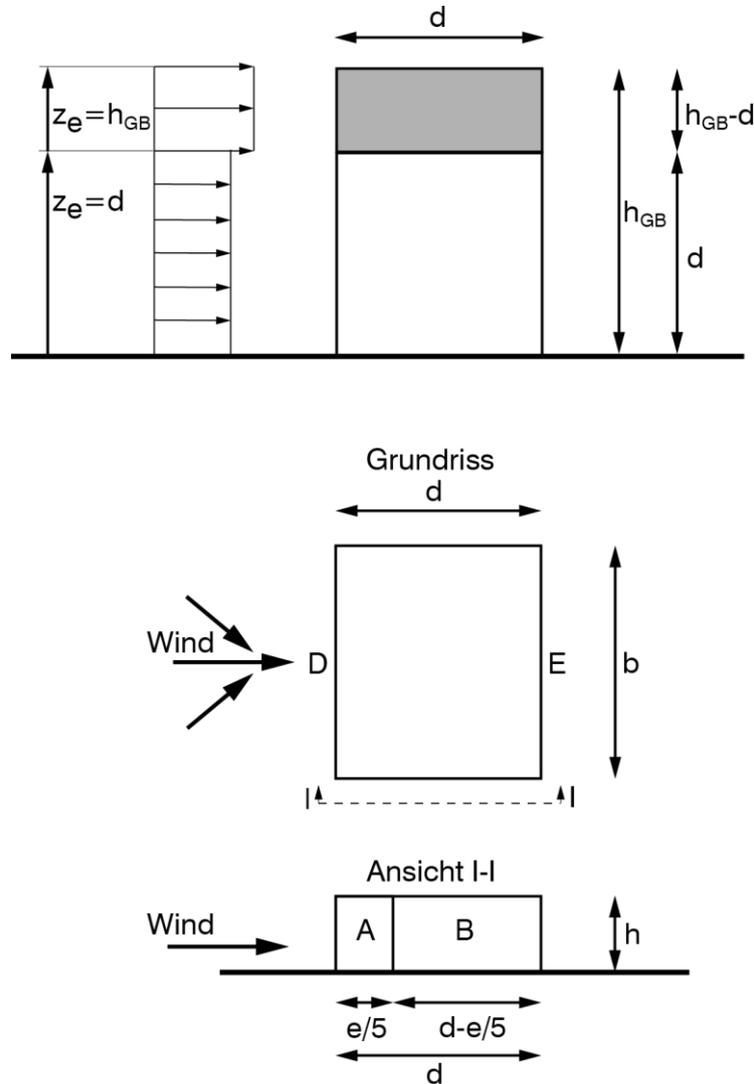


Abbildung 76: Oben: Bezugshöhe z_e in Abhängigkeit von h und d sowie die Winddruckverteilung für $d < h \leq 2d$ nach [124], unten: Einteilung der Wandflächen bei vertikalen Wänden für $e \geq d$ nach [124]

Die Windbeanspruchung berechnet sich somit in Abhängigkeit des Böenwindgeschwindigkeitsdrucks, des zugehörigen aerodynamischen Druckbeiwertes und der Bezugshöhe nach Gleichung (7-1).

$$w_k = c_{pe,10} \cdot q_p \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{0,24} \quad (7-1)$$

mit	w_k	Windlast in N/m^2
	$c_{pe,10}$	aerodynamischer Druckbeiwert nach [122]
	q_p	Böenwindgeschwindigkeitsdruck 10 m über Grund
	z_e	Bezugshöhe in m nach [122, 124]

Die aerodynamischen Druckbeiwerte $c_{pe,10}$ ergeben sich für die hier gegebene Fassadenfläche von $l \times h = 13,8 \text{ m} \times 15,2 \text{ m}$ bei einem Gebäude von $B_{GB} \times L_{GB} = 14,4 \text{ m} \times 21 \text{ m}$ Grundfläche und $H_{GB} = 25 \text{ m}$ Höhe nach Abbildung 77 und Tabelle 20.

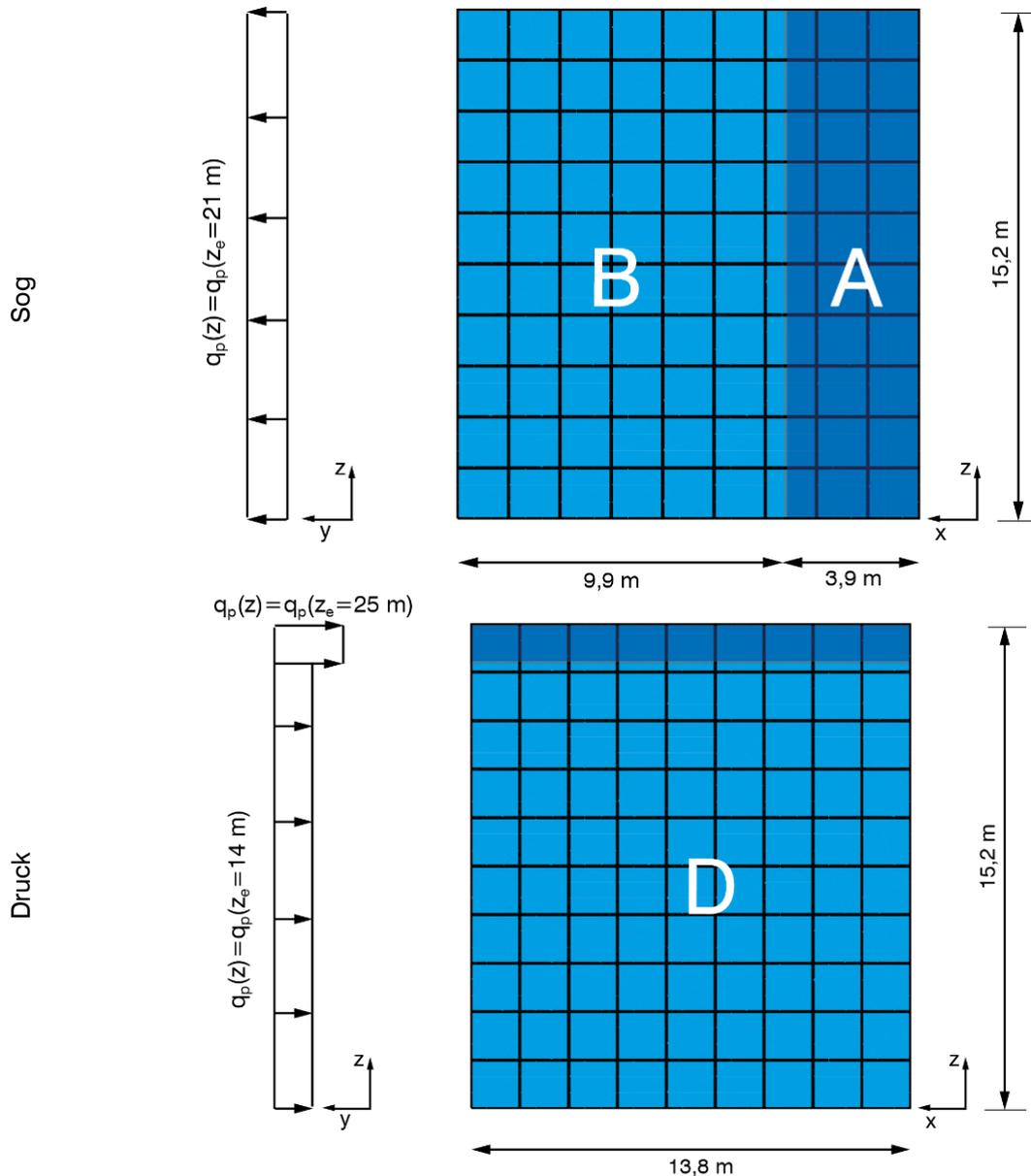


Abbildung 77: Verteilung des Windgeschwindigkeitsdrucks, oben Sog, unten Druck nach [122, 124]

Tabelle 20: aerodynamischer Außendruckbeiwerte für $e \geq d$ nach [122, 124]

Fassadenfläche	$c_{pe,10}$
A	-1,24 (Sog)
B	-0,8 (Sog)
D	+0,8 (Druck)

In Abhängigkeit der Bezugshöhe ergeben sich die charakteristischen Windlasten gemäß Tabelle 21. Es zeigt sich, dass insbesondere die Windbeanspruchungen infolge Windsog für die Analyse und Bemessung maßgebend sind.

Tabelle 21: Windlasten der passiven und aktiven Systeme

Fläche	Bezugs- höhe z_e [m]	Windlast w_k in N/m ²			
		passive Fassade ¹⁾	adaptive Fassade ²⁾		
			Modus A	Modus B	Modus C
		$v_3(10)=32,6$ m/s	$v_3(10)=7,2$ m/s	$v_3(10)=25$ m/s	$v_3(10)=38,9$ m/s
A	21	-996	-48	-588	-1402
B	21	-642	-31	-379	-905
D	14	583	28	344	821
	25	670	32	396	943

1) Windlast gemäß Windzone 1 [122, 124] mit einem Böenfaktor $f_{B0}=1,45$ bezogen auf die Basiswindgeschwindigkeit $v_b(z=10)=22,5$ m/s (10-Minuten-Mittelwert)

2) Windlast entsprechend Kapitel 7.3.3 mit einem Böenfaktor $f_{B0}=1,96$ bezogen auf den Stundenmittelwert der Windgeschwindigkeit

7.3.5 Temperaturänderungen

Temperaturänderungen können sich deutlich auf die Vorspannung der Seile auswirken. Sie werden deshalb bei der vorliegenden Fallstudie berücksichtigt. Die Ermittlung der Temperatureinwirkungen erfolgt in Anlehnung an DIN EN 1991-1-5 [151, 152] mit folgenden Annahmen: Die Einbautemperatur T_0 der Seile liegt bei $+10^\circ\text{C}$. Aufgrund der Sonneneinstrahlung im Sommer auf die im Gebäude liegenden Seile wird eine Temperaturerhöhung um 45°K angesetzt. Da es sich um ein Bürogebäude handelt, wird vorausgesetzt, dass im Winter die Innentemperatur des Gebäudes nicht unter 10°C sinkt, weshalb eine Temperaturreduktion vernachlässigt werden kann.

Die hier angenommene Temperaturerhöhung entspricht einem Extremfall und wird auf die vorderen und hinteren Seile gleich angesetzt. Die Glasscheiben erfahren bei dieser Betrachtung keine Temperaturschwankungen. Es wird vorausgesetzt, dass Zwängungen infolge Temperaturänderungen in den Scheiben konstruktiv über die Glasklemmhalter ausgeschlossen sind und nicht auf die Seile übertragen werden.

7.4 Verformungsbegrenzungen

In der aktuell gültigen Stahlbaunorm [141] sind keine Angaben bezüglich der Verformungsbegrenzung und der Kombinationseinwirkung für die Verformungen angegeben. Aufgrund dessen wird entsprechend Sobek und Rehle, und Schober [30, 36] die Begrenzung der horizontalen Verformungen des passiven (konventionellen) Seilfassadensystems im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) für die seltene Einwirkungskombination³ mit Wind als Leiteinwirkung auf $h/50$ (h = Fassadenhöhe) festgelegt. Dies entspricht einer Verformung von 304 mm.

Bei den adaptiven Fassadensystemen wird die Verformungsbegrenzung im passiven Zustand (Modus A) auf $h/300$ (50 mm) begrenzt, dabei werden mögliche Temperaturänderungen berücksichtigt. In Modus B wird eine Nullverformung in der Glasebene angestrebt. Es muss jedoch mindestens die Anforderung von $h/50$ der konventionellen Fassade eingehalten werde. Bei den Glasscheiben erfolgt keine Verformungsbegrenzung.

Die Verformung der Kragarmplatte wird gemäß DIN EN 1992-1 [147, 148] auf $l_A/100$ (l_A =Kragarmlänge) für die quasi-ständige Einwirkungskombination im GZG begrenzt.

Bei Einhaltung der Verformungsbegrenzung werden zur Bestimmung der erforderlichen Vorspannung die Temperaturänderungen sowie die Verformungen der Kragarmplatte infolge Nutzlasten und den Langzeiteffekten aus Kriechen des Betons berücksichtigt.

Die Vorspannung der passiven Fassaden muss entsprechend dieser Effekte erhöht werden.

Bei den adaptiven Systemen wird im Modus A die Vorspannungsreduktion infolge Temperaturerhöhung berücksichtigt. Vorspannungsänderungen infolge Nutzlasten und Langzeiteffekten werden über die Aktorik reguliert, wodurch die Vorspannung der Seile konstant gehalten wird.

7.5 Ergebnisse der statischen Analyse der Seilfassadensysteme

Die Bemessung der sechs Systeme erfolgt für den maßgebenden Lastfall „Windsog“ der Windlasten aus Tabelle 21.

7.5.1 Bemessung der passiven Fassadensysteme (F1-P, F2-P)

Fassade F1-P

Die Bemessung der passiven Fassade F1-P (Seilpaarabstand $a = 13$ cm) erfolgt mit den Windlasten aus Tabelle 21 und den Beiwerten der Einwirkungskombinationen entsprechend Tabelle 19 und ergibt für den Seilquerschnitt den Seiltyp PE20 (Seilquerschnitt 161 mm², Seildurchmesser $\varnothing 16,6$ mm, Grenzzugkraft $Z_{Rd,PE20}$ 118 kN) aus Tabelle 15. Dabei betragen die maximal auftretenden Seilkräfte bis zu 108 kN (GZT), welche an die Auflager weitergeleitet werden. Zur Einhaltung der Verformungsbegrenzung von $h/50$ im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – mit Berücksichtigung der Vorspannverluste infolge Kurz- und

³ In den einschlägigen Normen [141, 147, 149] wird für die Verformungsbegrenzung i.d.R. die quasi-ständige Einwirkungskombination angegeben. Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist bei Fassaden nicht zielführend, da $\psi_2 = 0$ für Wind gilt. Der Wind stellt bei Fassaden die maßgebende äußere Einwirkung dar, aufgrund dessen wird für die Verformungsbegrenzung, entgegen der Norm, die seltene (charakteristische) Einwirkungskombination verwendet.

Langzeitverformungen des Auflagerbereichs – ist eine Vorspannkraft von $S_{V,F1-P} = 41,5$ kN notwendig.

Die Kragarmplatte muss bei den angesetzten Bemessungslasten eine Höhe von $h_A = 36$ cm mit einer Biegebewehrung in Haupttragrichtung von $a_{\text{vorh}} = 33,9$ cm²/m (Längsrichtung) aufweisen, um sowohl die Nachweise des Grenzzustandes der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.

Die Glasbemessung ergibt eine erforderliche Glasscheibendicke von $t_{\text{Glas}} = 12$ mm.

Fassade F2-P

Die Bemessung der passiven Fassade F2-P (Seilpaarabstand $a = 30$ cm) ergibt ebenfalls den Seilltyp PE 20 (Seilquerschnitt 161 mm², Seildurchmesser $\varnothing 16,6$ mm, Grenzzugkraft $Z_{Rd,PE20} = 118$ kN) aus Tabelle 15. Die maximale auftretende Seilkraft bei diesem System beträgt 107 kN im GZT.

Wegen des größeren Abstandes der Seilpaare von $a = 30$ cm ist eine Vorspannung von lediglich $S_{V,F2-P} = 40$ kN notwendig. Die Kragarmhöhe beträgt ebenso $h_A = 36$ cm, mit einer Längsbewehrung von $a_{\text{vorh}} = 32,7$ cm²/m.

Die erforderliche Glasscheibendicke beträgt $t_{\text{Glas}} = 12$ mm.

7.5.2 Bemessung der aktiven Fassadensysteme mit Seiltyp PE10 (F1-AI, F2-AI)

Fassade F1-AI

Zur Einhaltung der Verformungsbegrenzung von $h/300$ in Modus A (ohne Aktivierung der aktiven Komponenten) ist bei dem Seiltyp PE10 (Seilquerschnitt 83 mm², Seildurchmesser $\varnothing 11,9$ mm, Grenzzugkraft $Z_{Rd,PE10} = 61$ kN) und einem Seilpaarabstand $a = 13$ cm eine Vorspannkraft von $S_{V,F1-AI} = 20,5$ kN erforderlich.

Die Verformungsadaption im Modus B ergibt bei Fassade F1-AI eine maximale mögliche Reduktion der horizontalen Verformung von $h/89$ (171 mm). Dabei wird temporär die Vorspannung der hinteren Seile auf bis zu 38,2 kN erhöht, was einem Stellweg von ca. $x_{2,\text{max}} = 25$ mm entspricht. Die hinteren Seile werden dabei bis zu 98 % ausgenutzt. Die aktiven Streben werden bis zu $x_{3,\text{max}} = -118$ mm verkürzt, was der maximal möglichen Verkürzung der Streben entspricht.

Die maßgebenden Verwindungen der Scheiben und die Windbeanspruchungen im Modus B erfordern eine Glasscheibendicke von $t_{\text{Glas}} = 10$ mm.

Im Modus C (Windsog) ist ein Stellweg von jeweils $x_{1,i} = -66$ mm der vorderen Seile und $x_{2,i} = -21$ mm der hinteren Seile im Extremfall erforderlich, um die Grenzzugkraft der Seile von $Z_{Rd,PE10} = 61$ kN nicht zu überschreiten.

Die Bemessung des Auflagerbereichs ergibt auf Grundlage der resultierenden Auflagerkräfte der einzelnen Modi eine Plattenhöhe des Kragarms von $h_A = 31$ cm bei einer vorhandenen Längsbewehrung von $a_{\text{vorh}} = 33,9$ cm²/m.

Fassade F2-AI

Bei der adaptiven Fassade F2-AI (Seiltyp PE10, Seilpaarabstand $a = 30$ cm) ist zur Einhaltung der Verformungsbegrenzung von $h/300$ in Modus A wie beim adaptiven Fassadensystem F1-AI eine Vorspannkraft von $S_{V,F2-AI} = 20,5$ kN erforderlich.

Wegen des größeren Abstandes von $a = 30$ cm der Seilpaare kann die Verformung der Fassade in Modus B auf maximal $L/133$ (≈ 114 mm) reduziert werden. Hierbei wird die Vorspannung in den hinteren Seilen auf bis zu $45,6$ kN erhöht ($x_{2,max} = 35$ mm) und die Streben werden bis zu $x_{3,max} = -279$ mm verkürzt (max. mögliche Verkürzung von $x_3 = 288$ mm).

Aufgrund der geringeren Verformungen ist bei diesem System nur eine Glasscheibendicke von $t_{Glas} = 9$ mm erforderlich.

Zur Gewährleistung der Tragsicherheit im Extremfall (Modus C bei Windsog) sind Stellwege von $x_{1,i} = -63$ mm bei den vorderen Seilen und $x_{2,i} = -17$ mm bei den hinteren notwendig.

Auf Grundlage der maximal zu erwartenden Auflagerkräfte in den einzelnen Modi ist eine Höhe der Kragarmplatte von 31 cm mit einer vorhandenen Längsbewehrung von $a_{vorh} = 32,3$ cm²/m erforderlich.

7.5.3 Bemessung der aktiven Fassadensysteme mit Seiltyp PE 15 (F1-AII, F2-AII)

Fassade F1-AII

Die Bemessung des aktiven Systems F1-AII mit dem Seiltyp PE15 (Seilquerschnitt 117 mm², Seildurchmesser $\varnothing 14,1$ mm, Grenzzugkraft $Z_{Rd,PE15} = 86$ kN) und einem Seilpaarabstand von $a = 13$ cm ergibt eine erforderliche Vorspannung von $S_{V,F1-AII} = 22$ kN zur Einhaltung der Verformungsbegrenzung $h/300$ in Modus A. Es zeigt sich, dass eine weitere Reduktion der Verformungen in Modus B möglich ist. Die horizontalen Verformungen können bei Windsog auf $L/235$ (≈ 65 mm) bei einer Strebenverkürzung von bis zu $x_{3,max} = 105$ mm und einer temporären Erhöhung der Vorspannkraft der hinteren Seile von bis zu $70,7$ kN (Stellweg $x_{2,max} = 49$ mm) reduziert werden. Dabei wird die Grenzzugkraft der hinteren Seile bis zu $99,8$ % ausgenutzt.

Die Glasbemessung ergibt bei diesem System eine Glasscheibendicke von $t_{Glas} = 9$ mm.

Zur Sicherstellung der Tragsicherheit in Modus C müssen die Aktoren der vorderen Seile um jeweils $x_{1,max} = -25$ mm verkürzt werden, um die Grenzzugkraft der Seile nicht zu überschreiten. Eine Aktivierung der hinteren Seile ist beim Lastfall Windsog nicht erforderlich.

Die erforderliche Bauteildicke der Kragarmplatte beträgt bei diesem System $h_A = 33$ cm mit einer Längsbewehrung von $a_{vorh} = 32,3$ cm²/m.

Fassade F2-AII

Das adaptive Fassadensystem F2-AII mit Seiltyp PE15 und einem Seilpaarabstand $a = 30$ cm muss wie Fassadensystem F1-AII mit $S_{V,F2-AII} = 22$ kN vorgespannt werden, um die Verformungsbegrenzung in Modus A von $h/300$ einzuhalten.

Die horizontalen Verformungen können durch die Aktivierung der Streben ($x_{3,max} = -279$ mm) und die Erhöhung der Vorspannkraft der hinteren Seile auf bis zu 63 kN ($x_{2,max} = 41$ mm) auf $L/728$ (≈ 21 mm) reduziert werden, bei einer Ausnutzung der Grenzzugkraft der hinteren Seile von 99,6 %.

Aufgrund der sehr geringen Verformungen der Glasebene ist lediglich eine Glasscheibendicke von $t_{Glas} = 8$ mm erforderlich.

Im Modus C ist wie bei dem vorangegangenen System F2-AI nur die Aktivierung der vorderen Aktoren der Seile erforderlich mit jeweils $x_{1,max} = -25$ mm.

Die Plattendicke des Auflagerbereichs ergab $h_A = 32$ cm mit einer Längsbewehrung von $a_{vorh} = 33,9$ cm²/m.

7.5.4 Zusammenfassung

Tabelle 22 fasst die wesentlichen Bemessungsergebnisse aus Kapitel 7.5.1 bis 7.5.3 der untersuchten Systeme zusammen.

Es zeigt sich, dass aufgrund der Adaptionstrategie der Materialeinsatz bei allen vier untersuchten adaptiven Fassadensystemen minimiert werden kann. Eine detaillierte Auswertung der Masseströme aller sechs Systeme ist Anhang G.1, Tabelle 39 und Tabelle 40 zu entnehmen.

Aufgrund des größeren Seilpaarabstandes beim Fassadensystem F2 können durch die Aktivierung der Aktoren die horizontalen Verformungen der vorderen Seile bei einer Böenwindgeschwindigkeit von 25,2 m/s um bis zu 91 % reduziert werden.

Tabelle 22: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse der untersuchten Systeme

Variante	Abstand Seile a [cm]	Seile			Stahlbetonkragarm			Glas	max. Verformung für v_B ¹⁾ f_B
		Typ	Querschnitt A_m [mm ²]	Vorspannung S_V [kN]	Höhe h_A [cm]	Biegebewehrung in Haupttragrichtung		Dicke t_G [mm]	
						$a_{erf.}$ [cm ² /m]	$a_{vorh.}$ [cm ² /m]		
F1 - P	13	PE 20	161	41,5	36	33,7	33,9	12	$L/65$ ²⁾
F2 - P	30	PE 20	161	40	36	32,7	33,9	12	$L/65$ ²⁾
F1 - AI	13	PE 10	83	20,5	31	28,3	32,3	10	$L/89$
F2 - AI	30	PE 10	83	20,5	31	28,0	32,3	9	$L/237$
F1 - All	13	PE 15	117	22	33	32,2	32,3	9	$L/135$
F2 - All	30	PE 15	117	22	32	32,7	33,9	8	$L/728$

¹⁾ Horizontale Verformung bei einer Windgeschwindigkeit von $v_B = 25,2$ m/s (entspricht oberem Grenzwert von Modus B)

²⁾ Horizontale Verformung der passiven Systeme von $L/50$ im GZG seltene Einwirkungskombination mit Windsog nach [10,11] als Leiteinwirkung mit Berücksichtigung von Temperaturänderungen und Verformungen des Auflagerbereichs

7.6 Vergleich des Tragverhaltens

Für den Vergleich der 6 Systeme werden die Seilspannungen, die 1. Hauptspannung der Glasscheiben des Gesamtmodells sowie die horizontalen Verformungen der Glasebene für die Windgeschwindigkeiten des Modus B bei Windsog und Winddruck sowie Modus C bei Windsog graphisch dargestellt. Da die Maxima in den Graphiken nicht eindeutig ersichtlich sind, werden die Maxima der Seilkräfte, die Strebenkräfte, die Hauptzugspannung der Glasscheiben des Gesamtmodells und die horizontalen Verformungen der vorderen Seile zusätzlich tabellarisch zusammengefasst. Die Analysen werden bei allen Systemen mit einer Glasscheibendicke von 10 mm durchgeführt. Die Seilquerschnitte entsprechen Tabelle 15 und Tabelle 16. Die Steifigkeit der Auflager entspricht den Ergebnissen aus Kapitel 7.5.1 bis 7.5.3.

Bei den passiven Systemen werden die Ergebnisse jeweils für den ungünstigen Fall der Vorspannung dargestellt.

Beim Vergleich der Verformungen (Modus B) werden die Vorspannungsverluste infolge Temperatur sowie Kurz- und Langzeitverformungen berücksichtigt und beim Vergleich der maximalen Seilkräfte (Modus C) werden keine Vorspannungsverluste berücksichtigt.

7.6.1 Gegenüberstellung der Systeme im Modus B bei Windsog

Mit der Verformungsadaption bei Windsog können die Verformungen der vorderen Seile im Vergleich zu den konventionellen Systemen um bis zu 91 % reduziert werden. Dabei erhöhen sich die Seilkräfte temporär um 48 % gegenüber den passiven Systemen (F1-P und F2-P). Abbildung 78 stellt die Seilspannungen der einzelnen Systeme gegenüber. Dabei zeigt sich, dass im Gegensatz zu den passiven Systemen, bei den adaptiven Systemen die hinteren Seile hoch ausgenutzt sind aufgrund der temporären Vorspannungserhöhung. Die Strebenkräfte erhöhen sich durch die Adaption vereinzelt um den Faktor 6,2 bis 31,4.

Durch die Verformungsreduktion verringern sich die Hauptzugspannungen der Glasscheiben im Gesamtmodell um bis zu 55 %. Abbildung 79 zeigt die Homogenisierung der Spannungen der Glasscheiben infolge der Verformungsadaption.

Tabelle 23 fasst die Ergebnisse der einzelnen Systeme zusammen.

Tabelle 23: Vergleich der max. Kräfte, Hauptzugspannungen und Verformungen bei Windsog Modus B

		F1			F2		
		P	AI	All	P	AI	All
max. Seilkraft S_{max}	[kN]	58,0	59,9	85,6	58,0	60,7	85,8
max. Strebenkraft F_{max}	[kN]	0,5	14,2	9,3	0,4	2,8	12,0
max. Hauptzugspannung $\sigma_{Glas,1,max}$ der Glasscheiben	[MN/m ²]	43,5	35,9	27,2	45,0	25,3	19,6
max. Verformung der vorderen Seile $f_{1,max}$	[mm]	231,0	172,0	114,0	234,0	65,0	21,0

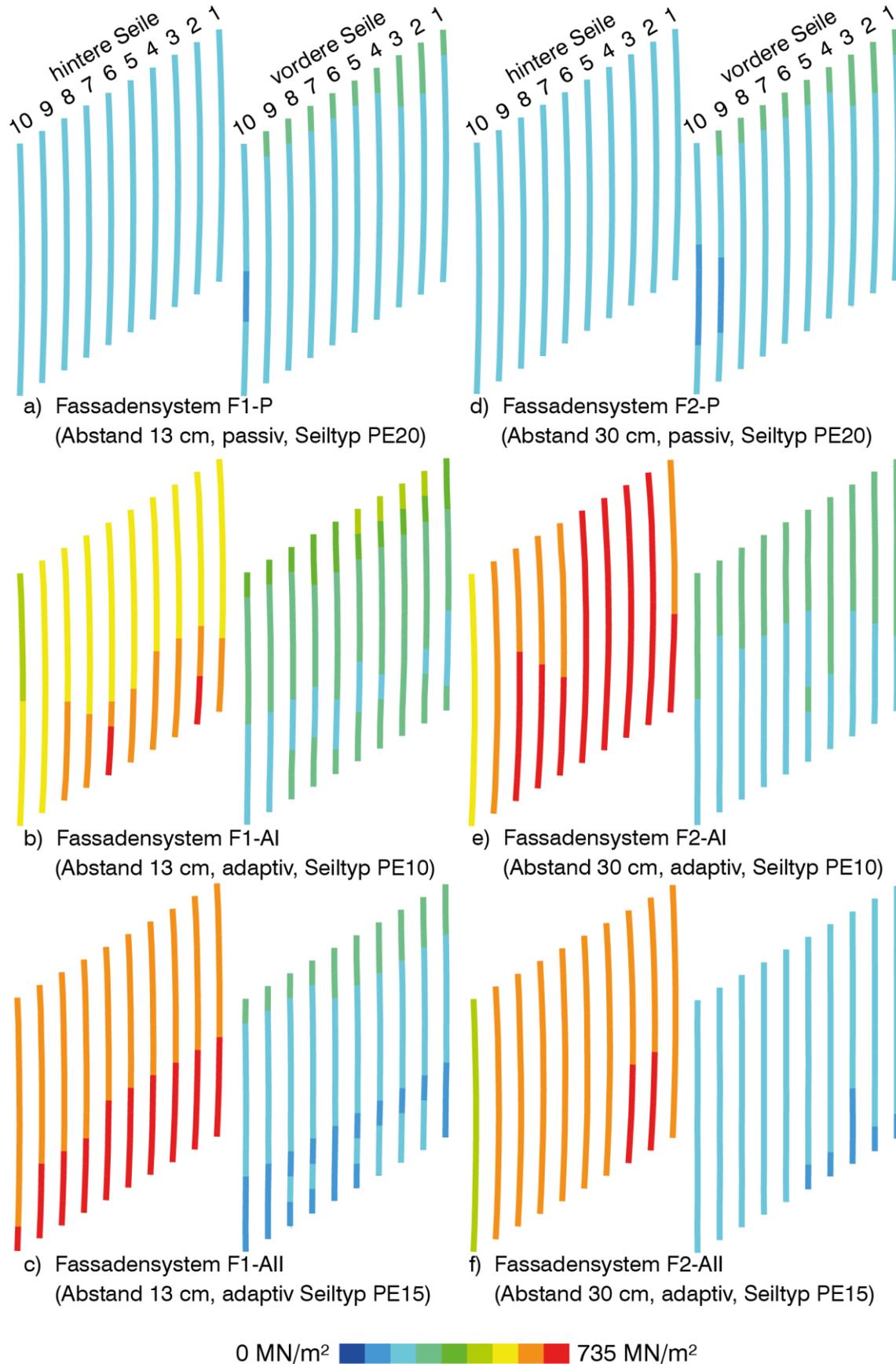


Abbildung 78: Vergleich der Seilspannungen bei Windgeschwindigkeit $v_B = 25,2$ m/s – Windsog (Modus B)

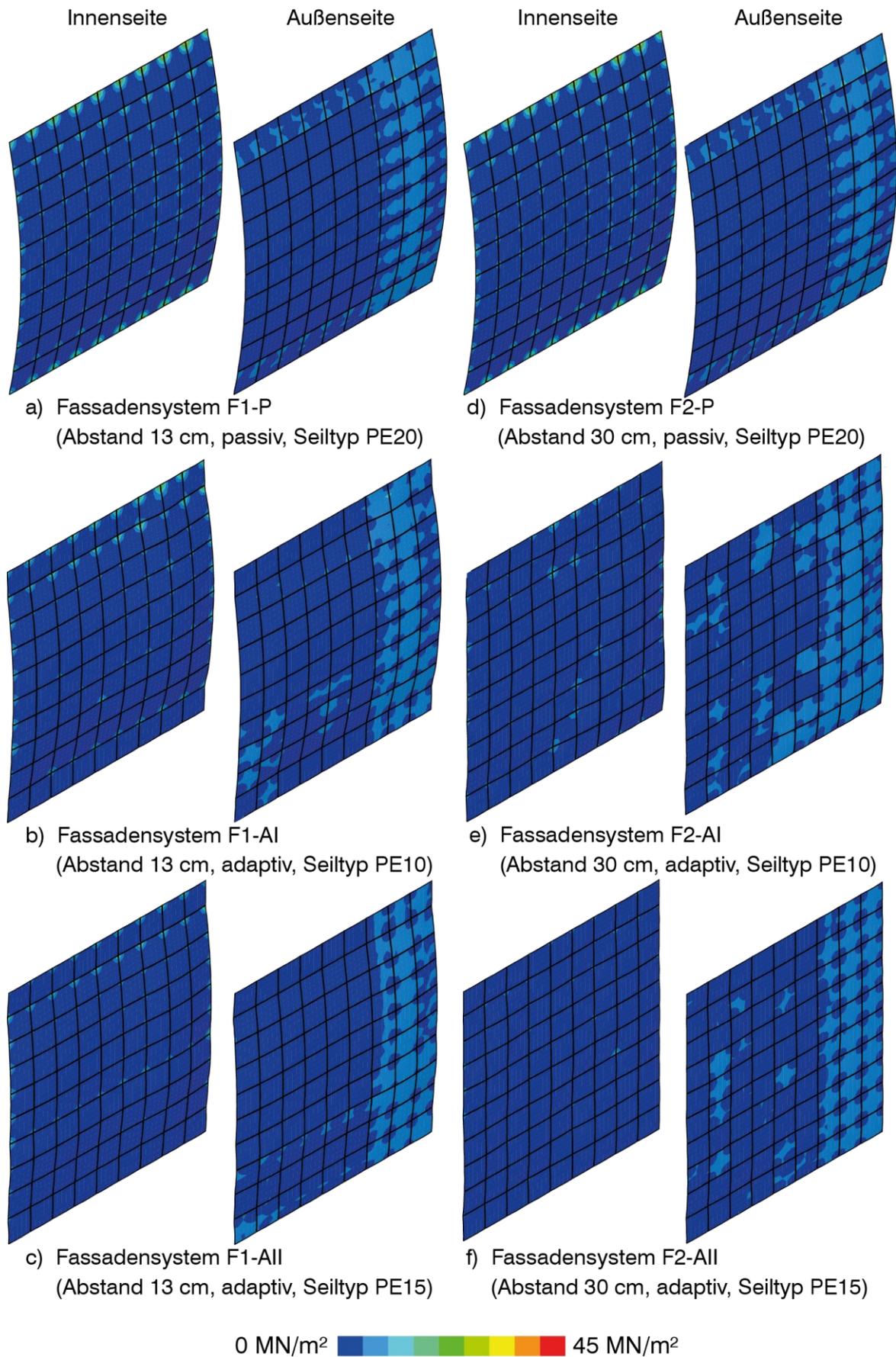


Abbildung 79: Vergleich der 1. Hauptspannung der Glasscheiben und der Verformungen in 5-facher Überhöhung bei Windgeschwindigkeit $v_B = 25,2$ m/s – Windsog (Modus B)

7.6.2 Gegenüberstellung der Systeme im Modus B bei Winddruck

Bei der Verformungsadaption infolge Winddruck kann durch die Verlängerung der Streben eine quasi Nullverformung bei System F2-All erzielt werden (Tabelle 24). Dabei werden die maximalen Hauptspannungen der Glasscheiben um bis zu 64 % reduziert im Vergleich zu den passiven (konventionellen) Systemen F1-P und F2-P (Abbildung 81). Die Seilkräfte erhöhen sich nur marginal um 4 %. Bei den anderen adaptiven Systemen kann eine Verformungsreduktion zwischen 55 % und 99 % erreicht werden. Dabei reduzieren sich die Seilkräfte zwischen 2 % und 12 %. Die Strebenkräfte erhöhen sich durch die Adaption um den Faktor 1,8 bis 2,2. Abbildung 80 zeigt, dass die Spannungen in den hinteren Seilen der adaptiven Systeme geringfügig höher sind als die der vorderen Seile. Bei den passiven Systemen werden die vorderen sowie die hinteren Seile gleichmäßig beansprucht.

Tabelle 24: Vergleich der Kräfte, Hauptzugspannungen und Verformungen bei Winddruck Modus B

		F1			F2		
		P	AI	All	P	AI	All
max. Seilkraft S_{\max}	[kN]	41	36	40,3	40,8	38,2	42,5
max. Strebenkraft F_{\max}	[kN]	-0,41	-0,74	-0,77	-0,41	-0,87	-0,88
max. Hauptzugspannung $\sigma_{\text{Glas},1,\max}$ der Glasscheiben	[MN/m ²]	14,3	8,4	8,0	14,8	6,2	5,3
max. Verformung der vorderen Seile $f_{1,\max}$	[mm]	209	95	67	213	2	0,3

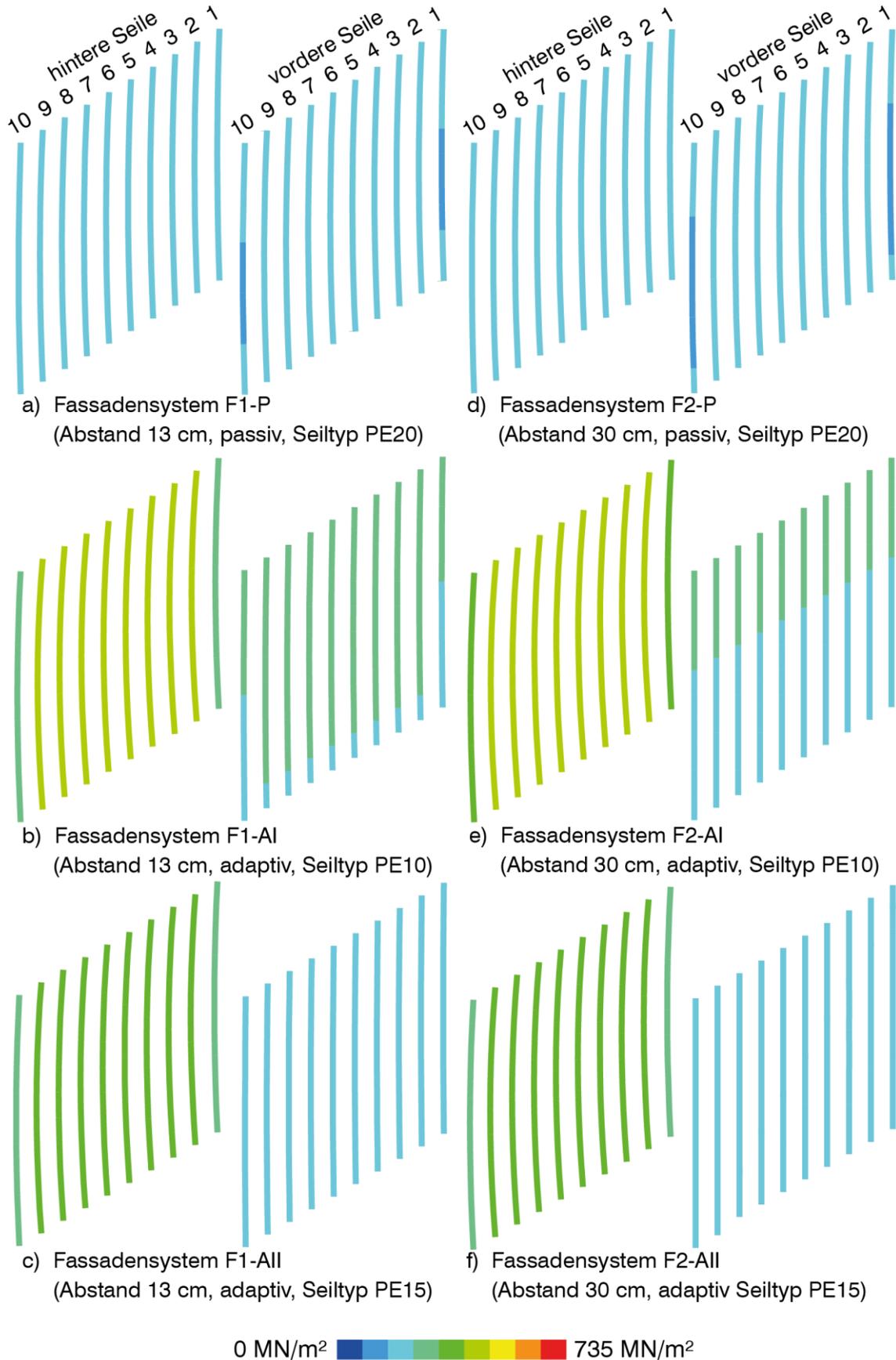


Abbildung 80: Vergleich der Seilspannungen bei Windgeschwindigkeit $v_B = 25,2$ m/s - Winddruck (Modus B)

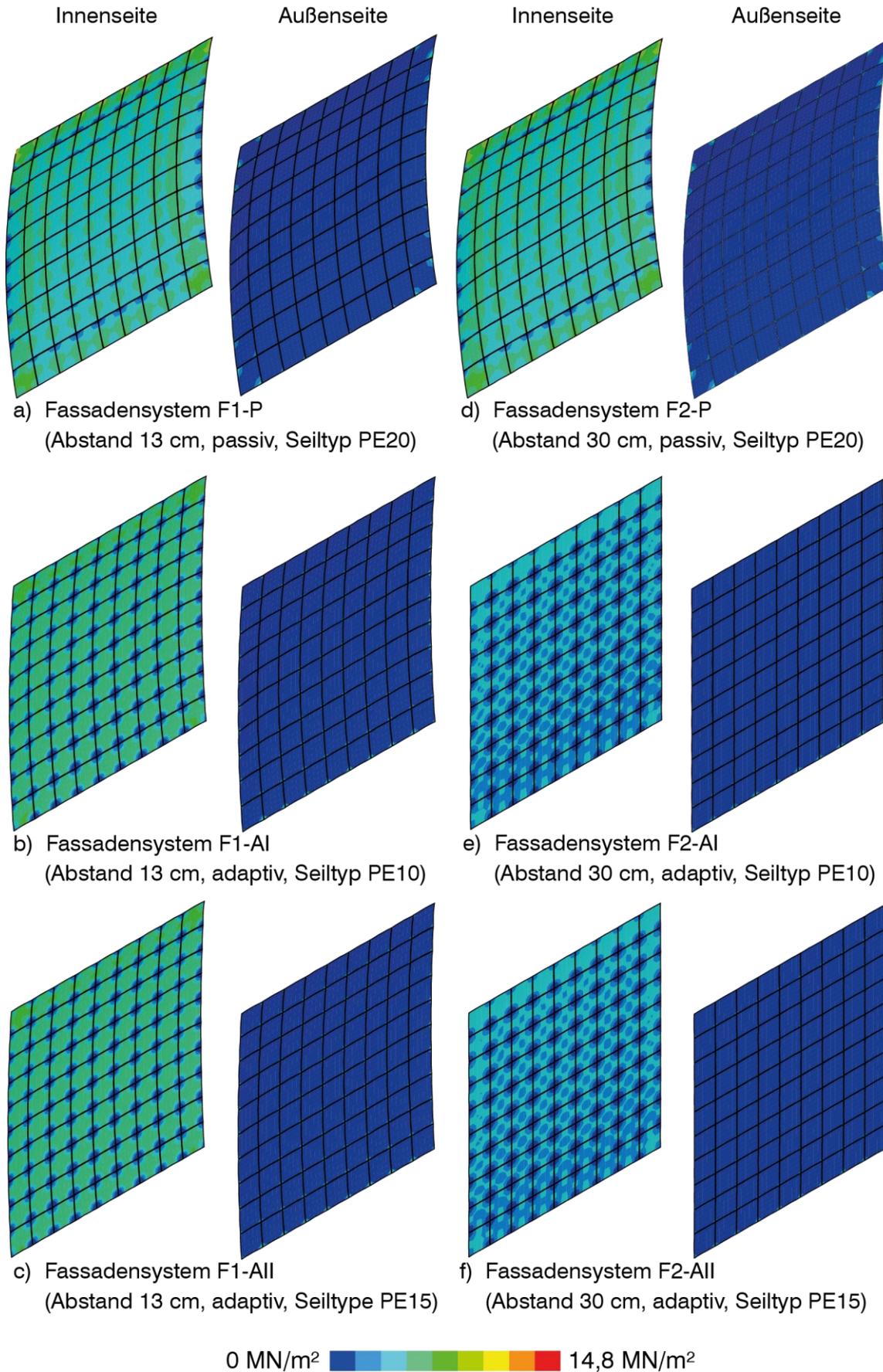


Abbildung 81: Vergleich der 1. Hauptspannung der Glasscheiben und der Verformungen in 5-facher Überhöhung bei Windgeschwindigkeit $v_B = 25,2$ m/s – Winddruck (Modus B)

7.6.3 Gegenüberstellung der Systeme im Modus C bei Windsog

Wegen der Adaption parallel zur Seilachse kann die Seilkraft bei extremen Windereignissen unterhalb der maximal zulässigen Grenzzugkraft gehalten werden (Tabelle 25). Die Seile der passiven Systeme sind bei der hier angesetzten Windlast bis zu 104 % ausgenutzt und die maximal auftretenden Seilkräfte sind um den Faktor 1,44 bis 2 höher als die der adaptiven Systeme. Es wird gezeigt, dass die horizontalen Verformungen der vorderen Seile aufgrund der Seilkraftreduktion um bis zu 59 % größer werden im Vergleich zu den passiven Systemen.

Die maximal auftretenden Hauptzugspannungen der Glasscheiben werden trotz der größeren Verformungen der adaptiven Systeme um bis zu 36 % kleiner. Dies ist auf die Homogenisierung der Seilspannungen infolge der Adaption zurückzuführen. Sowohl die Relativverformungen der Auflagerpunkte der Glasscheiben als auch die Hauptspannungen der Scheiben in den Eckbereichen reduzieren sich.

Abbildung 82 und Abbildung 83 stellen die Seilspannungen und die 1. Hauptspannung der Glasscheiben gegenüber.

Tabelle 25: Vergleich der Kräfte, Hauptzugspannungen und Verformungen bei Windsog Modus C

		F1			F2		
		P	AI	All	P	AI	All
max. Seilkraft S_{max}	[kN]	121,9	60,9	85,8	123	60,7	85,7
max. Strebenkraft F_{max}	[kN]	1,63	2,67	1,97	1,4	2,39	2,02
max. Hauptzugspannung $\sigma_{Glas,1,max}$ der Glasscheiben	[MN/m ²]	118	76,8	96,2	120	76,8	96
max. Verformung der vorderen Seile $f_{1,max}$	[mm]	414	657	508	415	646	508

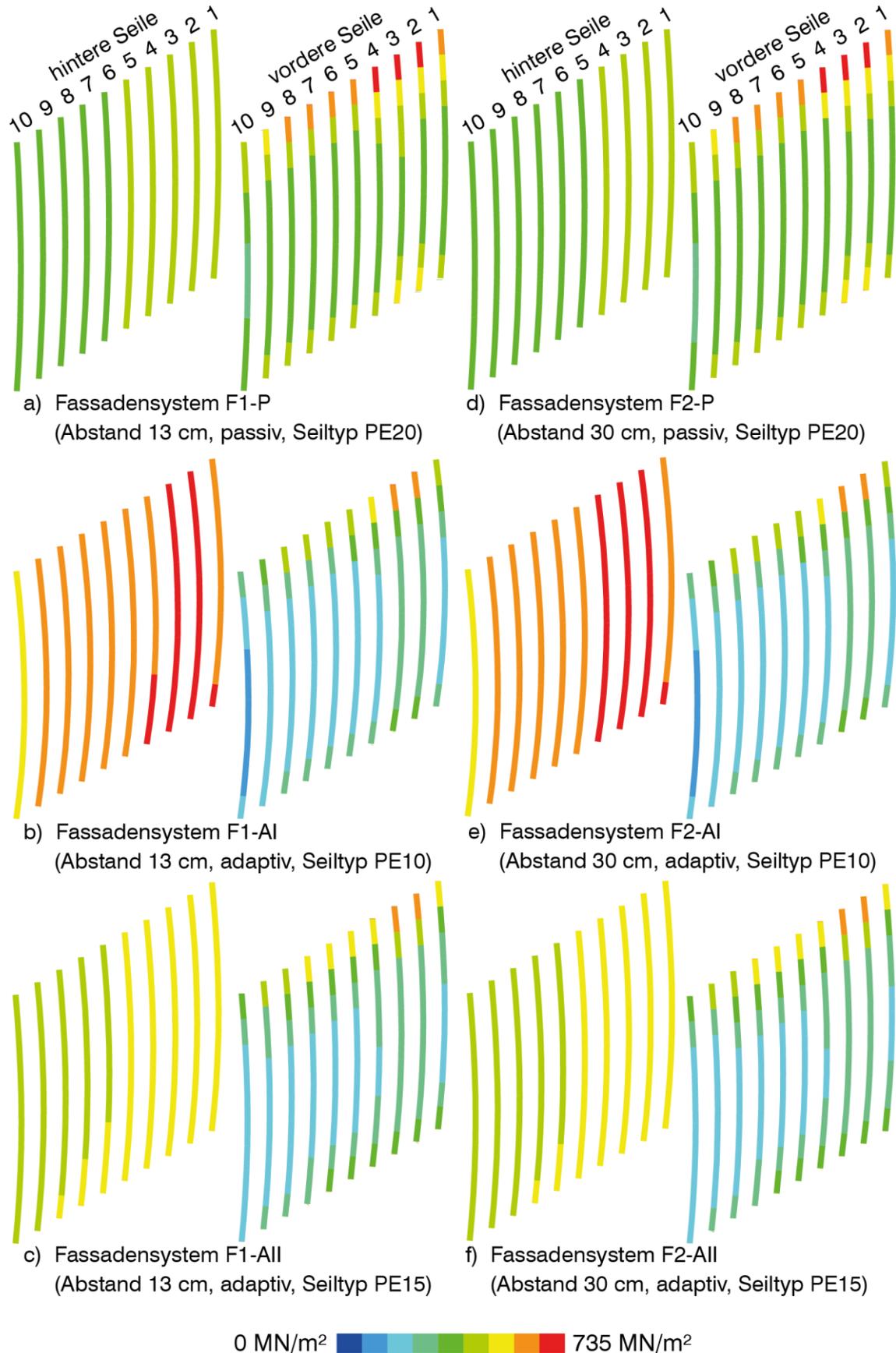


Abbildung 82: Vergleich der Seilspannungen bei Windgeschwindigkeit $v_c = 38,9$ m/s – Windsog (Modus C) mit $\gamma_w = 1,5$

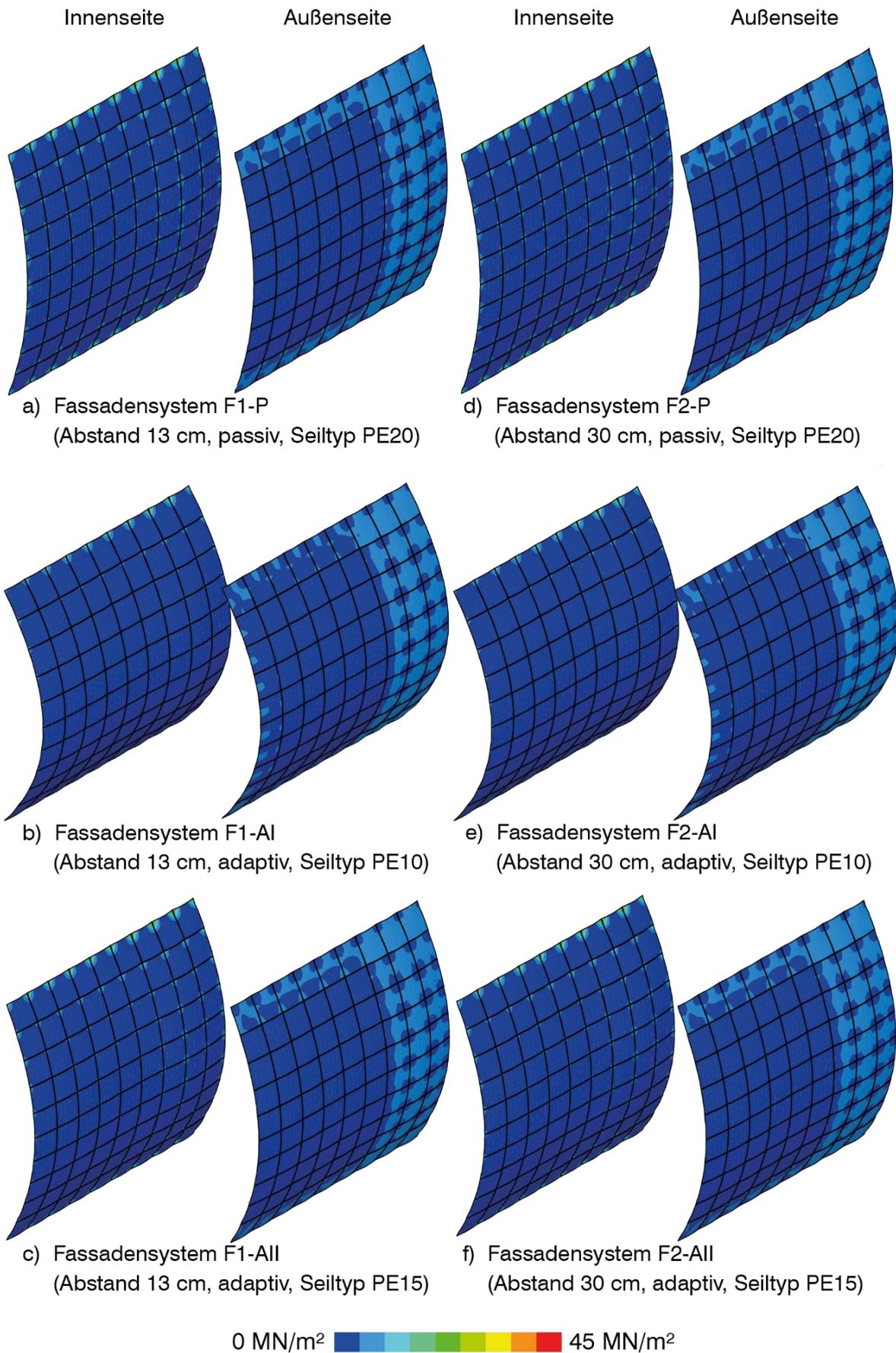


Abbildung 83: Vergleich der 1. Hauptspannung der Glasscheiben und der Verformungen in 5-facher Überhöhung bei Windgeschwindigkeit $v_c = 38,9$ m/s (Modus C) mit $\gamma_w = 1,5$

7.7 Energetische Betrachtung

7.7.1 Allgemeines Vorgehen

Im Rahmen dieser Arbeit wird für die Beurteilung des Potenzials adaptiver, vertikal vorgespannter Seilfassaden eine Ökobilanz in Anlehnung an das Vorgehen bei der Stuttgart SmartShell von Binz [154] durchgeführt. Wie von Klöpffer und Grahl [113] beschrieben eignet sich diese Methode für Systeme, die noch in einem frühen Entwicklungsstadium stehen, und nur geringfügige Informationen über die eingesetzten Produkte vorhanden sind.

Zur Beurteilung der adaptiven Bauweise werden die in Kapitel 7.5 dimensionierten passiven und adaptiven Systeme gegenübergestellt. Für den Untersuchungsrahmen werden nachfolgende Punkte festgelegt, welche in Tabelle 26 zusammengefasst sind.

Es wird der gesamte Lebenszyklus der Systeme, Herstellung (A1-A3), Transportwege (A4), Nutzung (B6) und Lebensende (C+D), nach Norm [155] untersucht. Der Betrachtungszeitraum wird dabei auf 20 Jahre festgelegt.

Beim Materialeinsatz werden der obere Auflagerbereich aus Stahlbeton (Beton und Längsbewehrung), die Edelstahlseile, die Edelstahlverbindungen, die Glasscheiben, die Edelstahlstreben und die Aktoren berücksichtigt. Für die Aktoren der Seile und Streben werden die pneumatischen Zylinder, die in Kapitel 6 zum Einsatz kamen, angesetzt. Bei den Streben werden zusätzlich die Edelstahlstreben des Scherenmechanismus beachtet. Kleinteile wie Schrauben, Sensoren, Kabel, etc. werden nicht angerechnet.

In der Nutzungsphase (B6) des Lebenszyklus wird die Aktivierung der Aktoren bei statischer Beanspruchung als kinematische Energie innerhalb von 20 Jahren betrachtet. Bei der Berechnung der kinetischen Energie für die Adaption bei Modus B wird zwischen Windsog und Winddruck differenziert. Die Anzahl der Aktivierungen im Modus B entspricht 23 % des Betrachtungszeitraums und setzt sich aus 75 % Windsog und 25 % Winddruck für die maximale Windgeschwindigkeit des Modus zusammen. Im Modus C wird die kinetische Energie des Lastfalls „Windsog“ für 2 % des Betrachtungszeitraums ebenfalls mit der maximalen Windgeschwindigkeit angesetzt. Des Weiteren wird die Regulierung der Vorspannungen durch Vorspannungsverluste infolge Temperaturschwankungen und Verformungen des Auflagerbereichs mitberücksichtigt. Da die Winddatenanalyse auf Stundenwerten basiert, wird die Annahme getroffen, dass die Aktivierung einmal pro Stunde stattfindet. Eine Zusammenstellung der Masseströme ist Anhang G.1, Tabelle 39 und Tabelle 40 zu entnehmen.

Im Modus A (75% des Betrachtungszeitraums) befindet sich das System im passiven Zustand, d.h. in diesem Zeitraum wird keine Energie für den Betrieb verbraucht.

Für den Vergleich der Systeme werden die nicht erneuerbare Energie (PENRT) und das Treibhauspotenzial (GWP) ermittelt. Die für die Untersuchung herangezogenen Ökobilanzdaten basieren auf der Datenbank ÖKOBAUDAT 2016 [156] und werden mit den Ökobilanzdaten des Fraunhofer Instituts für Bauphysik – Abteilung für Ganzheitliche Bilanzierung ergänzt.

Tabelle 26: Dokumentationsbereich der Ökobilanz nach [157] und [158]

Dokumentationsbereich	Definition
Anwendungsbereich	Verglaste, vertikal vorgespannte Seilfassade (Gebäudehülle)
Gründe der Durchführung	Vergleich der Ressourceninanspruchnahme der adaptiven Bauweise mit der konventionellen Bauweise
Funktionelle Einheit	Fassadenfläche mit Auflagerbereich über einen Betrachtungszeitraum von 20 Jahren unter Einhaltung der statischen Anforderungen
Systemgrenze	Gesamter Lebenszyklus von der Herstellung bis zum Lebensende [155]
Wirkungsabschätzung und Wirkkategorien	Treibhauspotenzial bezogen auf 100 Jahre (GWP100); nicht erneuerbare Energie (PENRT)
Anforderungen an die Daten	Zum Vergleich mit anderen Studien und zum Nachvollziehen der Ergebnisse wird auf die Ökobilanzdaten der Datenbank ÖKOBAUDAT 2016 [156] zurückgegriffen. Diese werden mit den Ökobilanzdaten des Fraunhofer Instituts für Bauphysik – Abteilung für Ganzheitliche Bilanzierung ergänzt.
Annahmen	Für die Ermittlung des Energieaufwandes in der Betriebsphase wird die kinetische Energie der adaptiven Seilfassade angesetzt. Berücksichtigt werden in Modus B sowohl Windsog (75%) als auch Winddruck (25%). Modus C bei Windsog berücksichtigt die Anpassung der Vorspannung bei Temperatur und Langzeitverformungen. Es wird von der maximalen Windbeanspruchung in den Modi ausgegangen. Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass die kinetische Energie für Modus B innerhalb des Betrachtungszeitraum an 23 % der Tage und im Modus C an 2% der Tage und bei Anpassung der Vorspannung an 2 % der Tage pro Stunde einmal auftritt. Der Energieaufwand für den Betrieb eines Computers zur Überwachung des Systems wird vernachlässigt, da davon ausgegangen wird, das geeignete EDV im Gebäude vorhanden ist.

7.7.2 Ergebnisse der Ökobilanz

Die Betrachtung des Treibhauspotenzials (Diagramm 12) und der nicht erneuerbaren Energie (Diagramm 13) über den Lebenszyklus zeigt, dass bei allen sechs Systemen inklusive Auflagerbereich die Herstellphase maßgebend ist. Die Transportwege, der Energieaufwand der adaptiven Systeme in der Nutzungsphase sowie die Lebensende-Phase der passiven und adaptiven Systeme sind von untergeordneter Rolle. Die adaptiven Systeme weisen bei beiden Kennzahlen zwischen 9 % und 14 % geringere Werte auf als die passiven Systeme. Da die Dimensionen des Auflagerbereichs nicht nur abhängig von den Lasten aus der Fassade sind, sondern auch von anderen Faktoren wie Ausbau- und Nutzlasten, werden im Weiteren die Fassadensysteme ohne Auflagerbereich analysiert. Im Fokus ist hierbei die Herstellphase (A1-A3). Weitere Auswertungen sind Anhang G.2 zu entnehmen.

Diagramm 14 und Diagramm 15 stellen das Treibhauspotenzial und die nicht erneuerbare Energie der sechs Fassadensysteme ohne Auflagerbereich dar. Dabei zeigt sich, dass das Fassadensystem F2-All bei beiden Kennzahlen am besten abschneidet; und zwar mit einer Einsparung von bis zu 32 %. Ausschlaggebend ist dabei die Materialeinsparung bei den Glasscheiben.

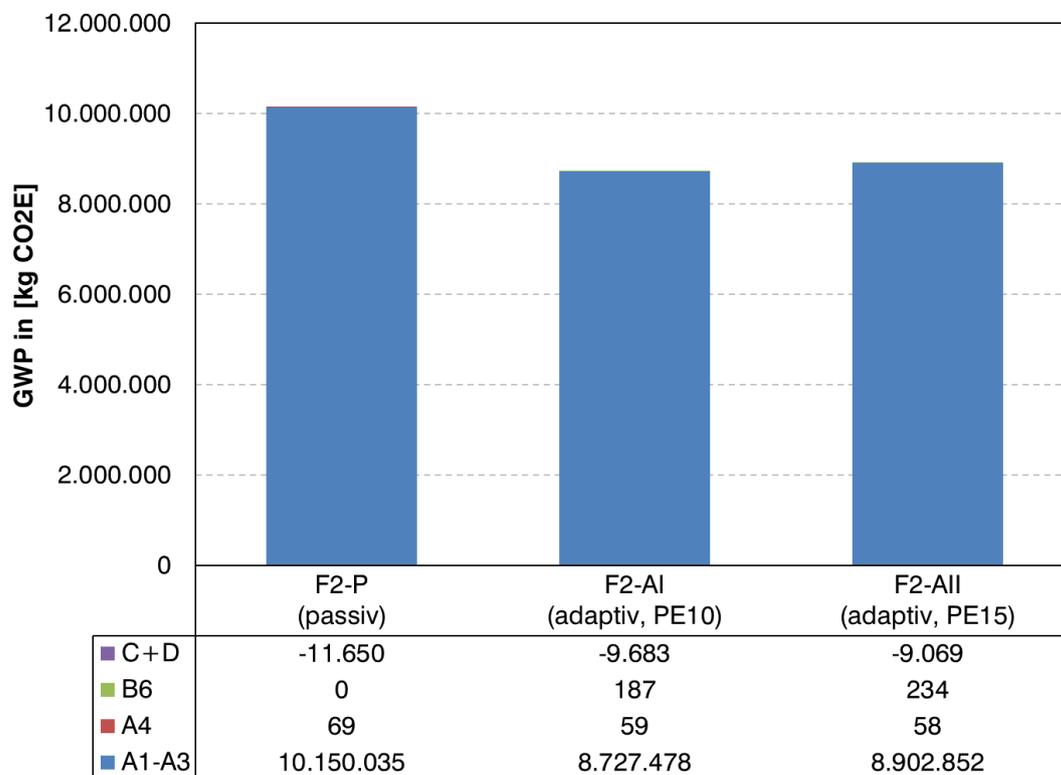
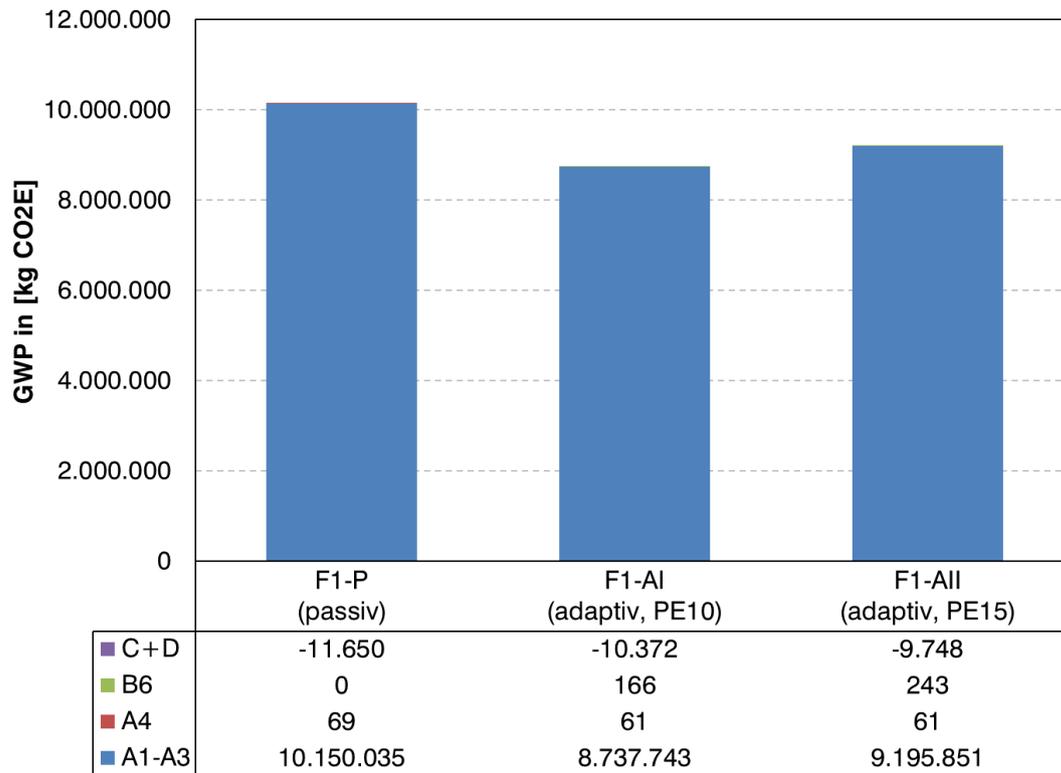


Diagramm 12: Treibhauspotenzial des gesamten Lebenszyklus (A1 bis A4, B6, C+D), oben: Fassade F1, unten: Fassade F2

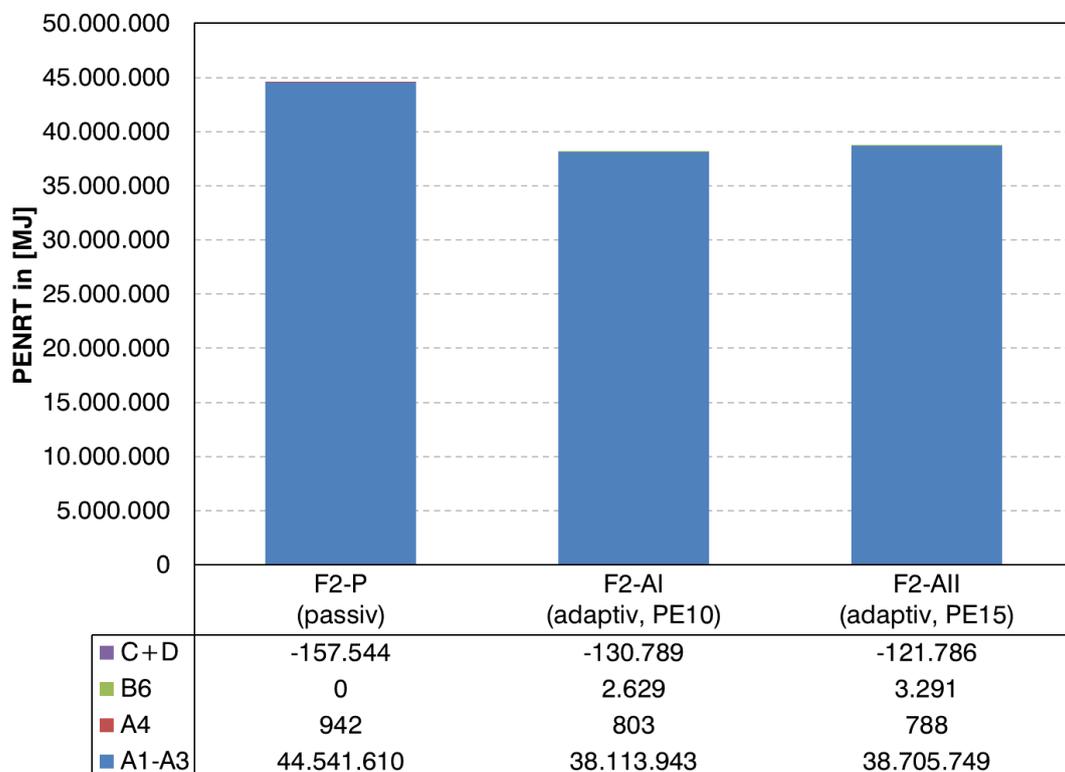
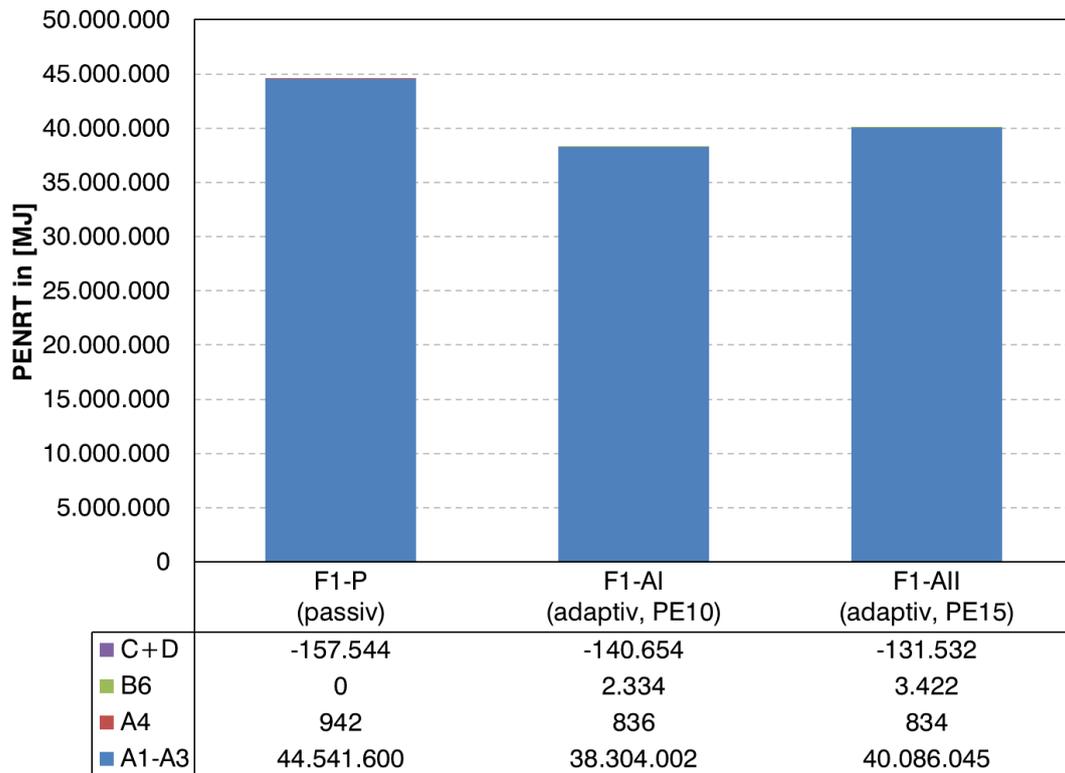


Diagramm 13: Nicht erneuerbare Energie des gesamten Lebenszyklus (A1 bis A4, B6, C+D), oben: Fassade F1, unten: Fassade F2

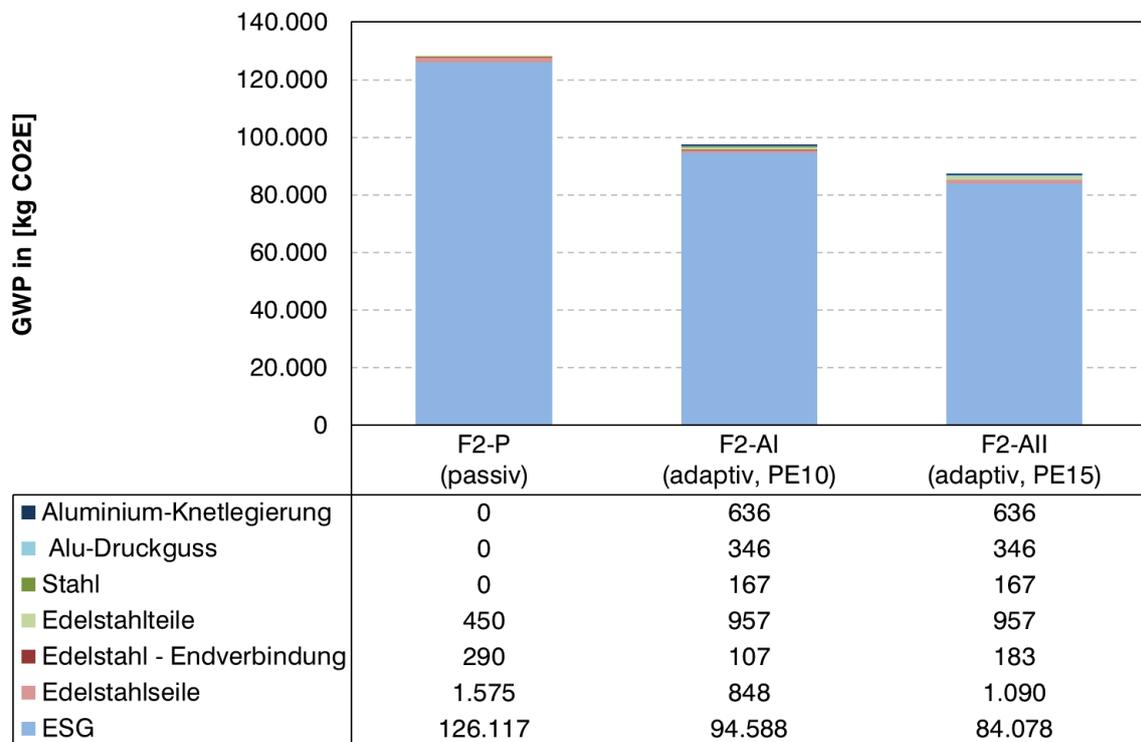
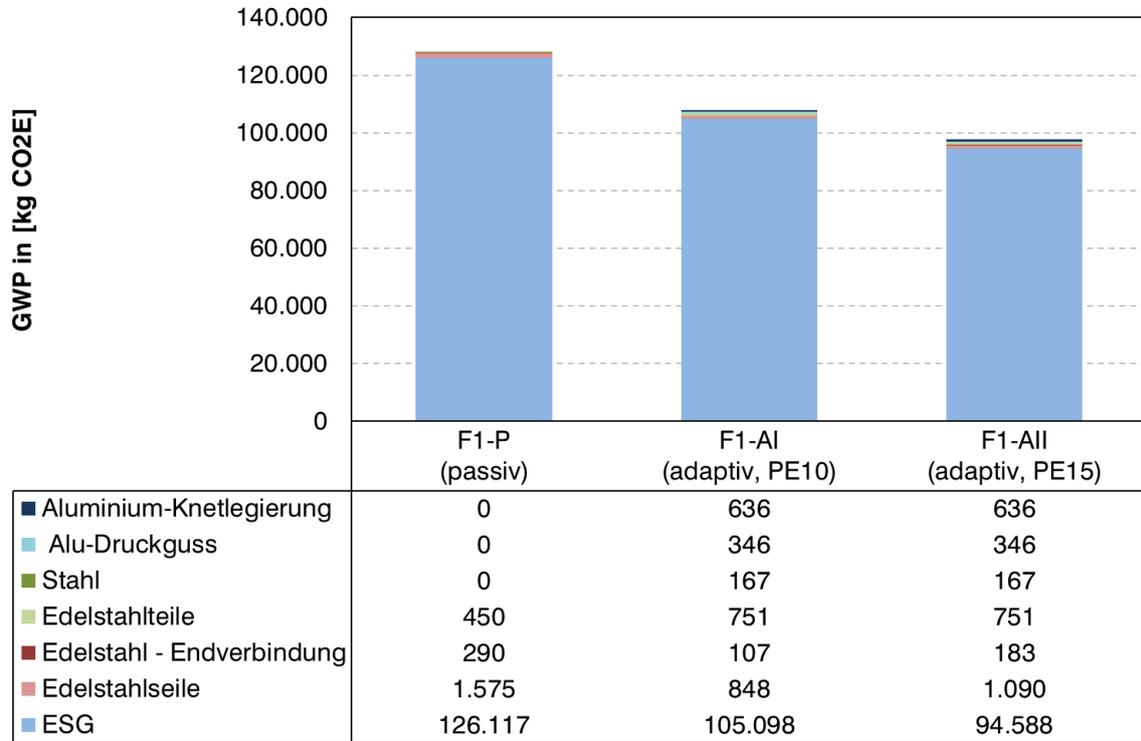


Diagramm 14: Treibhauspotenzial der Herstellphase (A1-A3) der Fassadensysteme (ohne Auflagerbereich), oben: Fassade F1, unten: Fassade F2

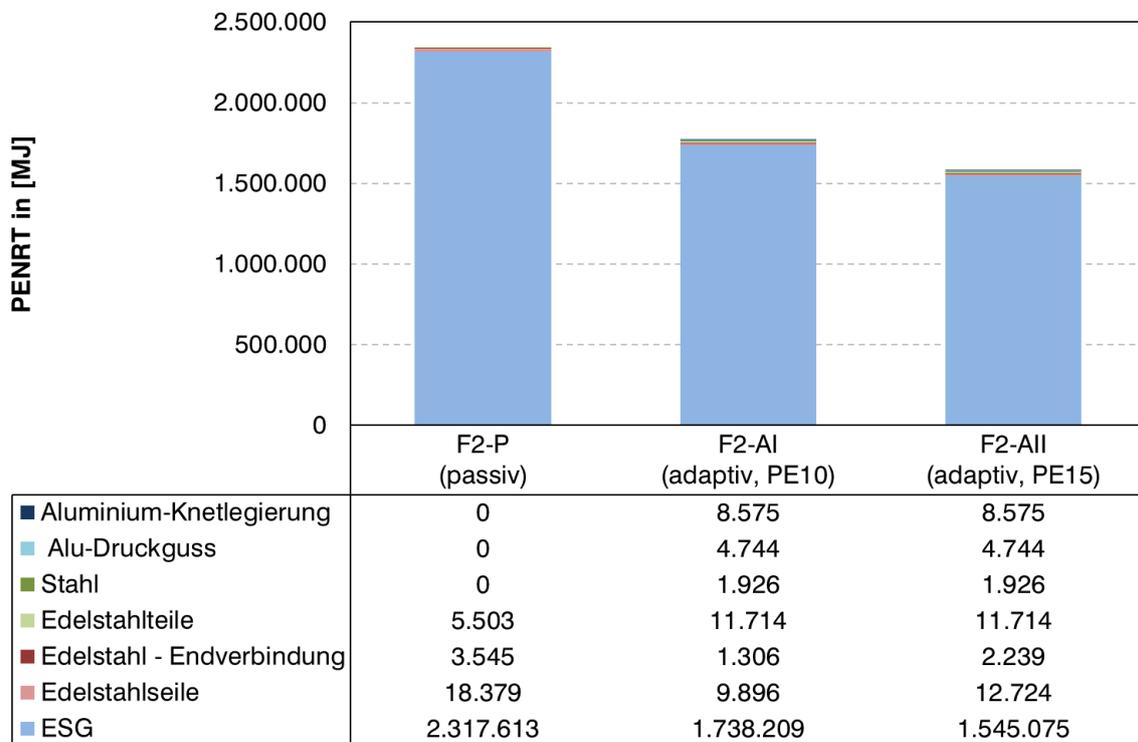
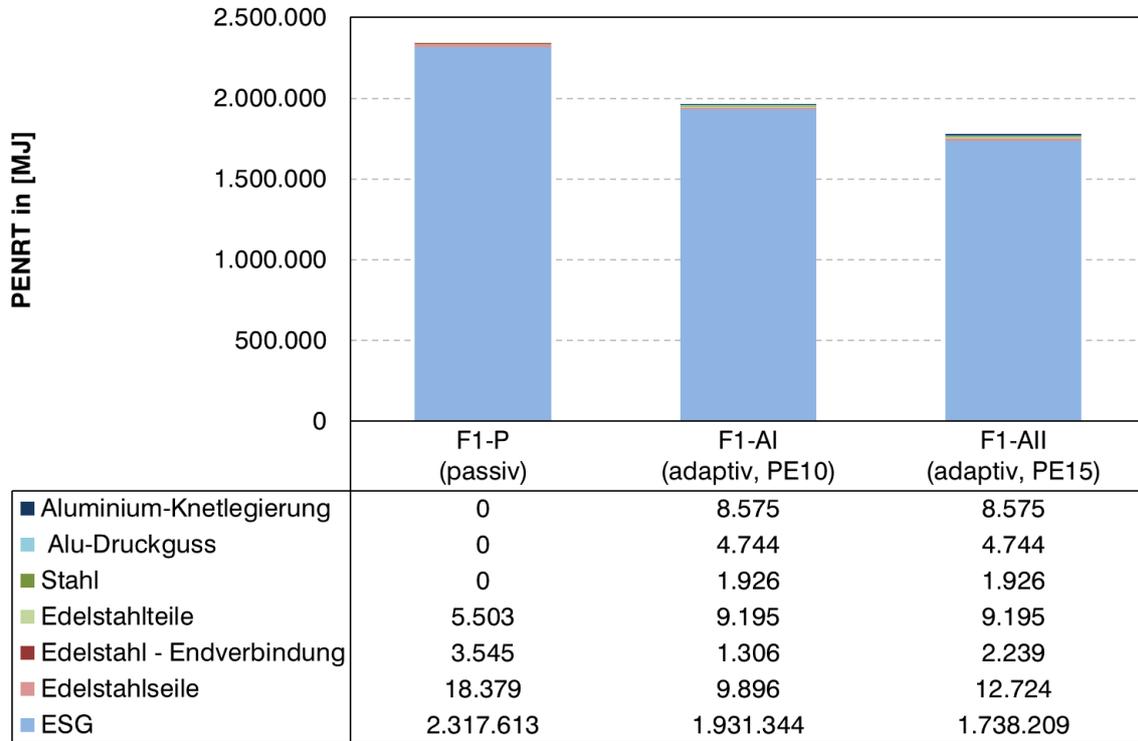


Diagramm 15: Nicht erneuerbare Energie der Herstellphase (A1-A3) der Fassadensysteme (ohne Auflagerbereich), oben: Fassade F1, unten: Fassade F2

Werden ausschließlich die Masseströme der eingesetzten Metalle der Fassade betrachtet zeigt sich ein hoher Materialbedarf bei den Aktoren. Dies ist darauf zurückzuführen, dass für die Masseströme die Daten der Aktoren des Prototyps aus Kapitel 6 verwendet werden, die den heutigen Stand der Technik repräsentieren. Die Aktoren der Streben wurden mit Metallscheren modifiziert, was zu einem zusätzlichen Materialaufwand von 40 % (Fassadensystem F1 Al und All) und 53 % (Fassadensystem F2 Al und All) bei den Edelstahlteilen führt. Durch künftige Entwicklung geeigneter Aktoren für die Anwendungsbereiche im Bauwesen könnte der Materialeinsatz weiter reduziert werden. Zum aktuellen Zeitpunkt können jedoch keine Abschätzungen für die Parameter einer Ökobilanz für neue Aktoren und Materialien getroffen werden.

7.8 Diskussion

Die Analyse der sechs Systeme ergibt, dass infolge der in Kapitel 5 entwickelten Adaptionsstrategie die Verformungen der Glasebene signifikant reduziert werden können und die Seile im Extremfall nicht überbeansprucht werden. Bei den adaptiven Systemen ergeben sich bei den bemessungsrelevanten Bauteilen geringere Querschnittsabmessungen als bei den passiven Systemen.

Die Verformungen der vorderen Seile können bei Winddruck beinahe vollständig eliminiert werden ohne hohe Seilkräfte zu erzeugen. Bei Windsog wird die Verformungsreduktion vom Abstand der vorderen zu den hinteren Seilen beeinflusst, weil dieser die Verkürzung der Streben begrenzt. Deshalb müssen bei kleinem Abstand der Seilpaare die Stellwege x_2 zur temporären Vorspannungsänderung der hinteren Seile entsprechend groß sein. Die angestrebte Nullverformung ist bei Windsog nur bei System F2-All annähernd realisierbar. Eine weitere Reduktion der Verformungen würde höhere Seilkräfte und somit größere Seilquerschnitte erfordern bzw. müsste der Abstand der Seilpaare vergrößert werden.

Bei der ökobilanziellen Betrachtung des Gesamtsystems mit Auflagerbereich (Diagramm 12 und Diagramm 13) zeigt sich, dass die adaptiven Systeme mit kleinem Seilquerschnitt (Seiltyp PE 10) ein höheres Einsparpotenzial aufweisen als die mit größerem Seilquerschnitt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass aufgrund der geringeren maximal zulässigen Grenzzugkraft des Seilquerschnitts die Seilkräfte und somit die resultierenden maximal auftretenden Auflagerkräfte geringer sind. Dies führt zu einem geringeren Materialeinsatz im Auflagerbereich. Diagramm 21 und Diagramm 22 (Anhang G.2) schlüsseln die Anteile der einzelnen Materialien in der Herstellphase (GWP und PNRT) auf. Hierbei ist ersichtlich, dass der Auflagerbereich einen erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse hat, da der Masseanteil des Betons zwischen 83 % und 85 % beträgt.

Wird der Fokus ausschließlich auf die Fassadensysteme gelegt, ergibt sich ein erhebliches Einsparpotenzial von bis zu 33 % durch die reduzierte Glasscheibendicke des adaptiven Systems F2-All (Abstand $a = 30$ cm, Seiltyp PE 15), bei dem nahezu eine Nullverformung realisiert werden kann.

Die durchgeführte Fallstudie zeigt, dass sich die adaptiven Systeme allgemein positiv auf den Materialeinsatz, die CO₂-Emissionen und die nicht erneuerbare Energie auswirken. Je größer der Abstand der Seilpaare, desto günstiger wirkt sich dies auf die Verformungsadaptation bei Windsog aus, was sich wiederum vorteilhaft auf die Glasscheibendimensionierung auswirkt.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Ressourcenverknappung, stetiges Wachstum der Bevölkerung, Urbanisierung und demographischer Wandel erfordern ein Umdenken im Bauwesen, um den Materialeinsatz von Bauwerken zu reduzieren. Die Entwicklung von verglasten, vorgespannten Seilfassaden führte bereits zu einem hocheffizienten Fassadensystem mit geringem Materialeinsatz und einem Höchstmaß an Transparenz. Für die Begrenzung der horizontalen Verformungen in der Glasebene und den damit verbundenen Glasverwindungen sind jedoch hohe Vorspannkräfte erforderlich. Die daraus resultierenden Auflagerkräfte müssen in das Primärtragwerk weitergeleitet werden, was zu entsprechend hohem Materialeinsatz in diesem Bereich führt. Durch die Zuführung externer Energie bieten adaptive Tragwerke stattdessen die Möglichkeit, den Lastabtrag an die vorherrschende Belastungssituation optimal anzupassen und somit auch den Materialeinsatz im Tragwerk zu reduzieren.

Die vorliegende Arbeit behandelt die Entwicklung einer Adaptionstrategie für adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden unter Windbeanspruchung. Aufgrund des nichtlinearen Tragverhaltens von Seiltragwerken muss zwischen Seilkraft- und Verformungsmanipulation differenziert werden, da eine Seilkraftreduktion zu einer Vergrößerung der horizontalen Verformungen führt.

In Anlehnung an das Sicherheitskonzept für Bauwerke unter Erdbebenbeanspruchung wurde ein Adaptionskonzept erarbeitet, das sich allgemein auf adaptive Seilfassaden anwenden lässt. Bei diesem Konzept werden in Abhängigkeit der Auftretenswahrscheinlichkeit von Böenwindgeschwindigkeiten am jeweiligen Fassadenstandort drei Modi (A, B und C) definiert. Die Grenzen der Böenwindgeschwindigkeit der einzelnen Modi werden anschließend anhand der Verteilungsfunktion von Winddaten des Standorts festgelegt.

Bei Böenwindgeschwindigkeiten mit einer sehr hohen Auftretenswahrscheinlichkeit ist das adaptive System passiv im Modus A. In diesem Modus erfolgt der Lastabtrag ohne Aktivierung der Aktoren. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit müssen für den hier festgelegten Grenzwert der Windgeschwindigkeit erfüllt sein.

Wird dieser Wert überschritten, wechselt das System in den aktiven Modus, wobei zwischen Modus B und C unterschieden wird. Im Modus B erfolgt eine aktive Verformungsbegrenzung der horizontalen Verformungen der Glasebene. Hierbei müssen, wie im Modus A, der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit für den festgelegten oberen Grenzwert erfüllt sein.

In Modus C, d.h. bei Überschreitung der maximalen Windgeschwindigkeit von Modus B oder bei einem Störfall, werden aktiv die Seilkräfte reduziert, um die Tragfähigkeit der tragenden Bauteile sicherzustellen. Große horizontale Verformungen der Glasebene werden akzeptiert und eine mögliche Schädigung einzelner Glasscheiben wird in Kauf genommen.

Aufbauend auf Betrachtungen von vorgespannten Seilfassadensystemen und adaptiven Tragwerken wurden verschiedene Adaptionmöglichkeiten von vertikal vorgespannten Seilfassaden mit Seilpaaren unter statischer Windbeanspruchung analysiert und bewertet.

Vorteil der Seilpaare ist, dass das System normal zur Fassadenfläche über die gesamte Seillänge durch eine aktive Verkürzung bzw. Verlängerung der Streben, die die vorderen Seile mit den hinteren Seilen koppeln, manipuliert werden kann. Des Weiteren können die Seilkräfte durch eine aktive Verschiebung der Auflager in der Seilachse oder durch aktive Seile, die sich verlängern und verkürzen, manipuliert werden.

Um die Wirksamkeit des Systems zu prüfen, wurden an einem reduzierten statischen Ersatzsystem mittels FE-Analyse die verschiedenen Adaptionmöglichkeiten für die Lastfälle Windsog und Winddruck untersucht. Es zeigte sich, dass durch eine Verlängerung bzw. Verkürzung der Streben die Verformung der Glasebene signifikant beeinflusst wird, ohne nennenswerte Erhöhung der Seilkräfte. Durch eine Aktivierung in Richtung der Seilachse werden sowohl die Seilkräfte als auch die Verformungen beeinflusst. Eine Reduktion der horizontalen Verformungen ist mit einer signifikanten Erhöhung der Seilkräfte verbunden.

Für die Bewertung des Zusammenwirkens der einzelnen Adaptionmöglichkeiten wurden Sensitivitätsanalysen am statischen Ersatzsystem durchgeführt. Dabei wurden die Lastfälle „Windsog“ und „Winddruck“ für die Optimierungsziele Verformungsreduktion und Seilkraftreduktion betrachtet. Für die Ermittlung der optimalen Stellwege wurde der globale Optimierungsalgorithmus „Simulated Annealing“ verwendet.

Auf Grundlage der Ergebnisse der Sensitivitätsanalysen und des Adaptionkonzepts wurde die folgende Adaptionstrategie für adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden mit Seilpaaren abgeleitet. Im Modus B erfolgt beim Lastfall „Winddruck“ die aktive Manipulation der horizontalen Verformungen der Glasebene über eine Längenänderung der Streben. Eine Aktivierung parallel zur Seilachse ist dabei nicht erforderlich. Beim Lastfall „Windsog“ müssen die Streben und die Aktoren der hinteren Seile zur Reduktion der Verformungen aktiviert werden. Im Modus C werden bei beiden Lastfällen die vorderen und hinteren Seile aktiviert (Aktoren parallel zur Seilachse), um die Kräfte in den Seilen zu reduzieren.

Bei weiteren Untersuchungen wurden Simulationsmodelle von Gesamtsystemen (Seilfassaden inkl. Auflagerbereich) betrachtet, bei denen sich die Anzahl der Aktoren und somit die Anzahl der Optimierungsvariablen signifikant erhöht. Aufgrund dessen wurde das Innere-Punkte-Verfahren mit einem nichtlinearen Solver der Software Matlab verwendet; welches sich für Optimierungsprobleme mit einer hohen Anzahl von Variablen eignet. Zur Verifizierung des Simulationsmodells und des Optimierungsalgorithmus wurde die Verformungsadaption (Modus B) bei Winddruck experimentell an einem Prototyp eines adaptiven Fassadenmoduls validiert.

Bei den Versuchen konnten die horizontalen Verformungen der Glasebene des Prototyps im Vergleich zum passiven System zwischen 89,2 % und 99,9 % reduziert werden (keine Aktivierung der Streben). Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Simulationsergebnissen ergab Abweichungen zwischen 0 % und 45,9 %. Die vereinzelt hohen Abweichungen sind auf Maßtoleranzen bei der Fertigung des Versuchsaufbaus zurückzuführen, die konstruktionstechnisch zu lösen und nachweislich nicht auf Fehler im Simulationsmodell oder des Optimierungsalgorithmus zurückzuführen sind.

Die abschließende Bewertung des Potenzials verglasteter, adaptiver, vertikal vorgespannter Seilfassaden mit Seilpaaren mit Ansatz der entwickelten Adaptionstrategie erfolgte im Rahmen einer Fallstudie. Hierbei wurde die konventionelle Bauweise (passiv) und die

adaptive Bauweise anhand von zwei verschiedenen Fassaden, die sich im Abstand zwischen den vorderen und hinteren Seilen unterscheiden, gegenübergestellt.

Im Rahmen der Fallstudie wurden je Fassade drei Varianten betrachtet. Zunächst wurde ein passives System gewählt mit dem Seildurchmesser 16,6 mm (Seiltyp PE 20 des Seilherstellers Pfeifer), der auf Grundlage der maximalen Bemessungslasten ermittelt wurde. Außerdem wurden zwei aktive Systeme mit dem festgelegten Seildurchmesser 11,9 mm und 14,1 mm untersucht, welche den Seiltypen PE10 und PE15 entsprechen. Zusätzlich wurde bei den Fassadensystemen der Auflagerbereich, der hier als Stahlbetonkragarmplatte angenommen wird, phänomenologisch betrachtet, um einen möglichen Einfluss auf den Materialeinsatz im Auflagerbereich zu erfassen.

Die Bemessung der passiven Fassadensysteme erfolgte gemäß der Bemessungswindlasten von Windzone 1 nach DIN EN 1991-1-4 [122, 124]. Für die Auslegung der adaptiven Fassadensysteme wurden außerdem Winddaten des Deutschen Wetterdienstes des Standorts Stuttgart statistisch ausgewertet und die Windeinwirkungen der einzelnen Modi wurden anhand einer Verteilungsfunktion der Böenwindgeschwindigkeiten bestimmt. Die maximale Böenwindgeschwindigkeit für Modus A wurde mit einer Nicht-Überschreitenswahrscheinlichkeit von 75 % und für Modus B von 98 % festgelegt.

Die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte der Lastkombinationen, die für die Bemessung der einzelnen Bauteile erforderlich sind, wurden für die adaptiven Fassadensysteme in Anlehnung an DIN EN 1990 [149, 150] modifiziert. Dabei wurde die Annahme getroffen, dass durch ein kontinuierliches Monitoring der Seilkräfte die Grenzzugkraft der Seile nicht überschritten wird.

Die Auswertung der Fassadensysteme der Fallstudie zeigte, dass die horizontalen Verformungen der Glasebenen und die Querschnittsabmessungen der adaptiven Fassadensysteme bei adaptiven Fassadensystemen geringer als bei passiven Fassadensystemen sind.

So wurden die horizontalen Verformungen bei dem adaptiven Fassadensystem mit dem Seiltyp PE15 (\varnothing 14,1 mm) und einem Abstand der Seilpaare von 30 cm im Modus B nahezu vollständig reduziert: beim Lastfall „Windsog“ auf $L/724$ ($f_1 = 21$ mm) und beim Lastfall „Winddruck“ auf $L/5067$ ($f_1 = 0,3$ mm).

Schließlich wurde im Rahmen einer Ökobilanz das Treibhauspotenzial und die nicht erneuerbare Energie der sechs Fassadensysteme über den gesamten Lebenszyklus (Herstell-, Betriebs- und End-of-Life-Phase) betrachtet und gegenübergestellt. Dabei wurde der Materialeinsatz der Tragelemente (Seile, Glasscheiben, Streben, Stahlbetonaufleger) und der Aktoren sowie die Regelungsenergie während der Betriebsphase berücksichtigt. Die Auswertung der CO₂-Emissionen und der nicht-erneuerbaren Energie zeigte, dass die Herstellphase bei den passiven und bei den adaptiven Systemen maßgebend ist. Der erforderliche Energieaufwand der adaptiven Fassadensysteme während der Betriebsphase ist von untergeordneter Rolle. Aufgrund der Materialeinsparung zeigte sich, dass die adaptiven Fassadensysteme (ohne Auflagerbereich) bis zu 32 % besser abschneiden als die passiven Fassadensysteme. Bei Berücksichtigung des Auflagerbereichs, der jedoch noch von weiteren Einflussgrößen, wie beispielsweise zusätzlichen Lasten infolge der Nutzung des darüber liegenden Bereichs, beeinflusst wird, kann eine Reduktion von bis zu 14 % der hier betrachteten Parameter erzielt werden.

Das Ergebnis der Untersuchungen zeigt also deutliche Vorteile der Entwicklung von adaptiven Fassadensystemen. Die Systeme können sich nicht nur optimal an die vorherrschende Beanspruchungssituation anpassen, sie profitieren auch von deutlichen Materialeinsparungen in ihrer Herstellung. Durch den Einsatz der adaptiven Seilfassaden und deren Weiterentwicklung kann das Bauwesen nachhaltig profitieren.

8.2 Ausblick

Aufbauend auf die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen können weitergehende theoretische und praktische Untersuchungen empfohlen werden.

Das Adaptionskonzept basiert auf der Annahme einer absoluten Ausfallsicherheit, bzw. dass das System in einen sicheren Zustand im Störfall (Modus C) wechselt. Dies spiegelt sich bei der Bemessung der adaptiven Fassadensysteme in den Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten wider. Des Weiteren wird ein kontinuierliches Monitoring der Windgeschwindigkeiten vorausgesetzt, um einen Wechsel in die verschiedenen Modi zu ermöglichen. Hierfür empfiehlt es sich, entsprechende Methoden sowohl in der Regelungstechnik als auch im Monitoring zu entwickeln und auf Grundlage von statistischen Auswertungen die angesetzten Sicherheitsbeiwerte zu verifizieren und, falls erforderlich, anzupassen.

Für die Aktorik der adaptiven Fassadensysteme gibt es zum aktuellen Zeitpunkt keine geeigneten Systeme, die die notwendigen Anforderungen, wie große Stellwege und -kräfte bei geringem Bauraum, Langlebigkeit, Ausfallsicherheit, etc. erfüllen. Bei der durchgeführten Ökobilanz zeigte sich außerdem, dass die hier angesetzten Aktoren einen erheblichen Einfluss auf die CO₂-Emission und die nicht-erneuerbare Energie aufweisen. Zur Realisierung verglasteter, adaptiver, vertikal vorgespannter Seilfassaden ist es notwendig, geeignete Aktoren mit einer möglichst günstigen Ökobilanz zu entwickeln.

A Weitere Konstruktionszeichnungen des Prototyps

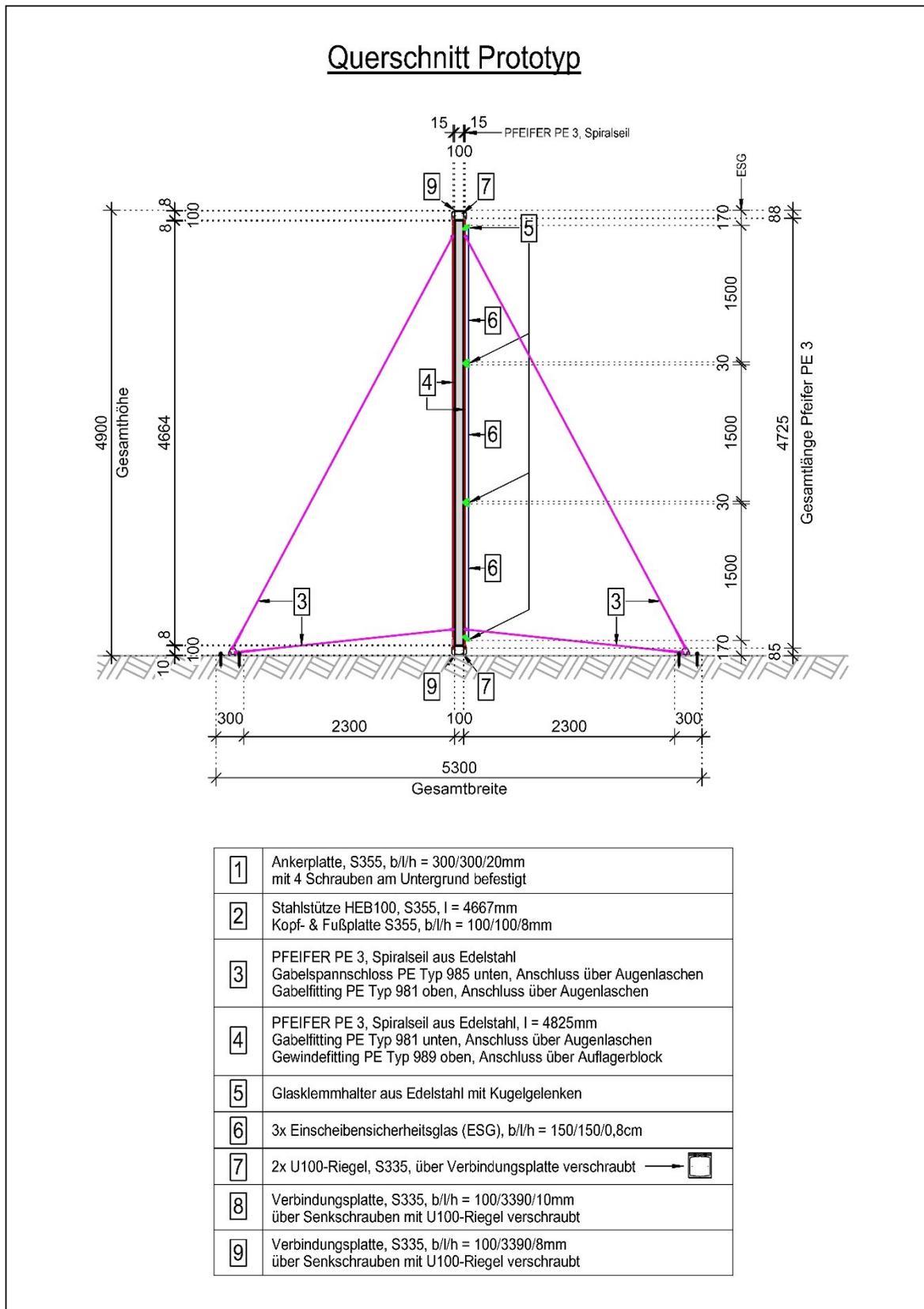


Abbildung 84: Konstruktionszeichnung Prototyp: Querschnitt

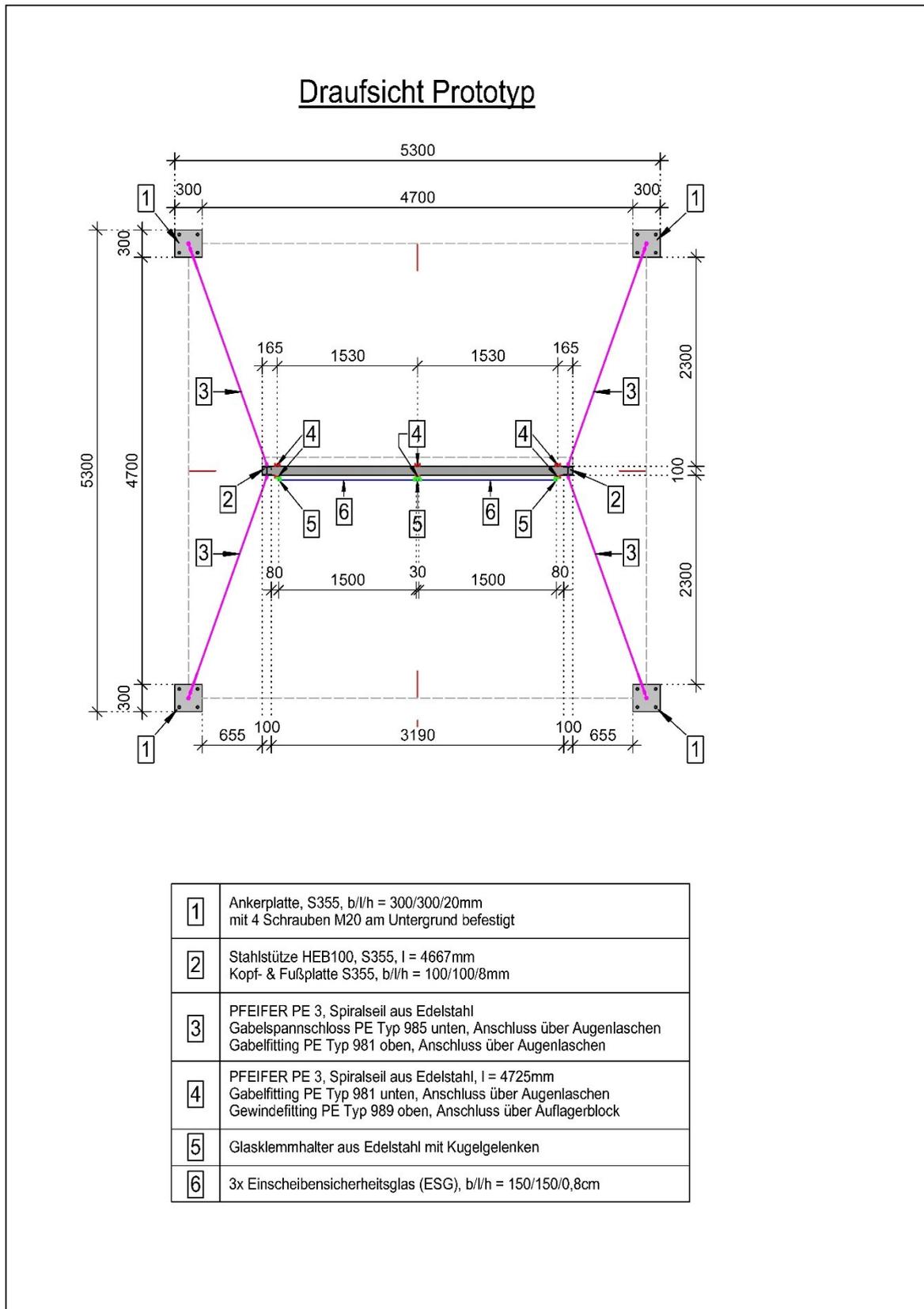


Abbildung 85: Konstruktionszeichnung Prototyp: Draufsicht

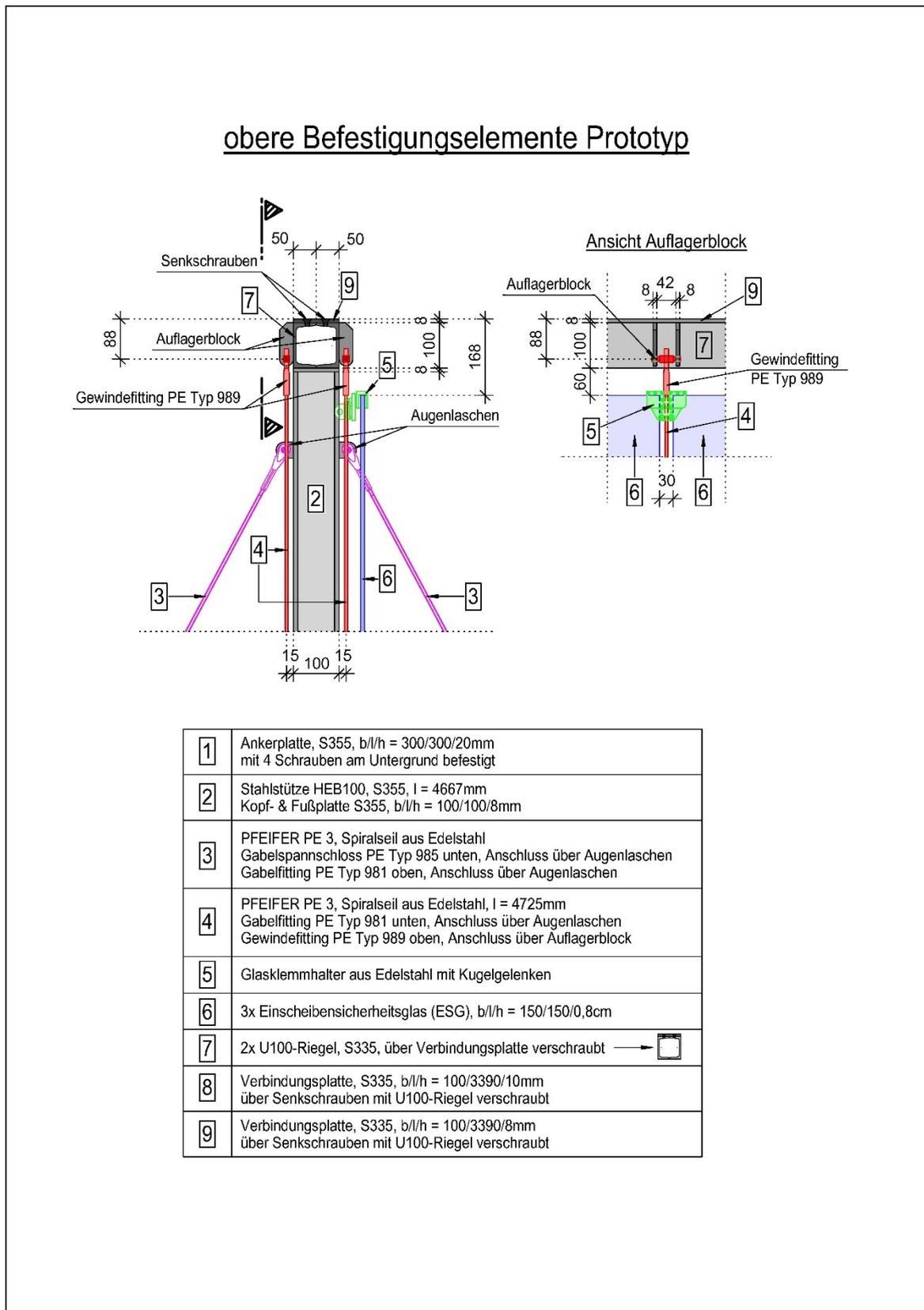


Abbildung 86: Konstruktionszeichnung Prototyp: obere Befestigungselemente

B Ergänzende Ergebnisse der experimentellen Validierung

Die Ergebnisse der experimentellen Validierung aus Kapitel 6 sind in Tabelle 27 bis Tabelle 29 ausgewertet. Eine Zusammenfassung der Minimierung der maximalen horizontalen Verformungen der vorderen Seile durch die Aktivierung der Scherenaktoren findet sich in Tabelle 27. Die Reduktion der Verformungen zwischen dem passiven (keine Aktivierung der Aktoren) und aktiven Zustand wird nach Gleichung (B-1) und (B-2) relativ angegeben.

$$\text{Messung} \quad R = 1 - \left| \frac{f_{\text{aktiv}}^{\text{Mess}}}{f_{\text{passiv}}^{\text{Mess}}} \right| \quad (\text{B-1})$$

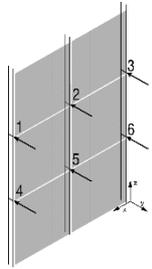
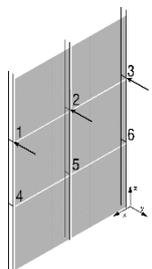
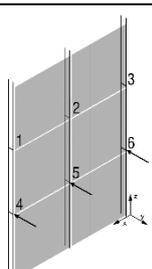
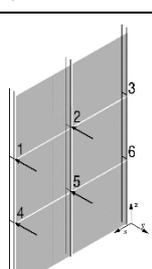
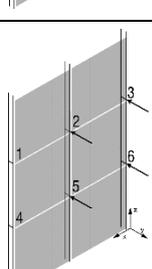
$$\text{Simulation} \quad R = 1 - \left| \frac{f_{\text{aktiv}}^{\text{Sim}}}{f_{\text{passiv}}^{\text{Sim}}} \right| \quad (\text{B-2})$$

Die relative Abweichung zwischen den Ergebnissen der Simulation und der Messungen (Tabelle 28 und Tabelle 29) wurde für den passiven Zustand nach Gleichung (B-3) und für den aktiven Zustand nach Gleichung (B-4) berechnet.

$$\text{passiv} \quad \Delta = 1 - \frac{f_{\text{passiv}}^{\text{Sim}}}{f_{\text{passiv}}^{\text{Mess}}} \quad (\text{B-3})$$

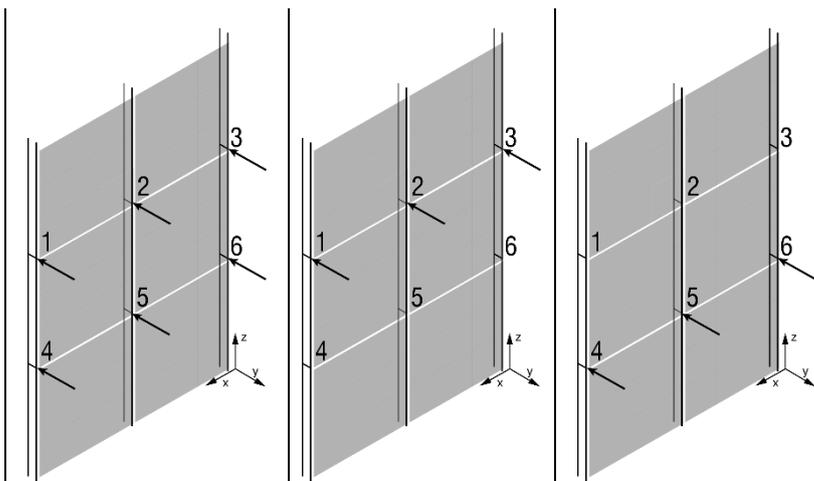
$$\text{aktiv} \quad \Delta = 1 - \frac{f_{\text{passiv}}^{\text{Sim}} - f_{\text{aktiv}}^{\text{Sim}}}{f_{\text{passiv}}^{\text{Mess}} - f_{\text{aktiv}}^{\text{Mess}}} \quad (\text{B-4})$$

Tabelle 27: Reduktion der Verformungen bezogen auf die Ausgangslage (ohne Belastung) der Glasscheiben

	max. horizontale Verformung in mm		Messungen			Simulationen		
			passiv	aktiv	Reduktion	passiv	aktiv	Reduktion
	Position							
	Belastungs-szenario 1	1	-69,91	-2,56	96,3%	-68,28	-1,08	98,4%
		2	-68,94	2,33	96,6%	-68,60	6,80	90,1%
		3				-68,41	-0,79	98,8%
		4	-70,22	-2,35	96,7%	-68,87	-1,00	98,6%
		5	-72,25	4,19	94,2%	-69,27	7,20	89,6%
		6				-69,02	-0,58	99,2%
	Belastungs-szenario 2	1	-54,37	0,56	99,0%	-54,17	1,33	97,5%
		2	-55,52	3,31	94,0%	-53,40	5,71	89,3%
		3				-54,16	1,56	97,1%
		4	-30,15	-2,82	90,6%	-33,35	0,49	98,5%
		5	-30,48	1,7	94,4%	-33,95	5,80	82,9%
		6				-33,32	0,55	98,3%
	Belastungs-szenario 3	1	-29,01	-2,15	92,6%	-33,28	-0,05	99,85%
		2	-30,09	1,85	93,9%	-33,70	5,17	84,66%
		3				-33,32	0,25	99,24%
		4	-57,51	0,05	99,9%	-54,95	2,10	96,17%
		5	-59,23	3,21	94,6%	-54,95	6,20	88,72%
		6				-54,81	2,16	96,05%
	Belastungs-szenario 4	1	-64,39	-4,59	92,9%	-68,14	-1,97	97,1%
		2	-61,56	0,78	98,7%	-54,93	7,54	86,3%
		3				-27,31	5,54	79,7%
		4	-66,41	-3,03	95,4%	-68,77	-1,37	98,0%
		5	-65,52	2,99	95,4%	-55,34	8,51	84,6%
		6				-27,57	6,40	76,8%
	Belastungs-szenario 5	1	-23,04	-2,49	89,2%	-27,18	2,81	89,7%
		2	-57,73	1,57	97,3%	-54,93	7,12	87,0%
		3				-68,30	-1,55	97,7%
		4	-26,90	-2,32	91,4%	-27,48	3,46	87,4%
		5	-61,87	3,31	94,7%	-55,38	8,00	85,6%
		6				-68,90	-0,74	98,9%

 Kein Messpunkt

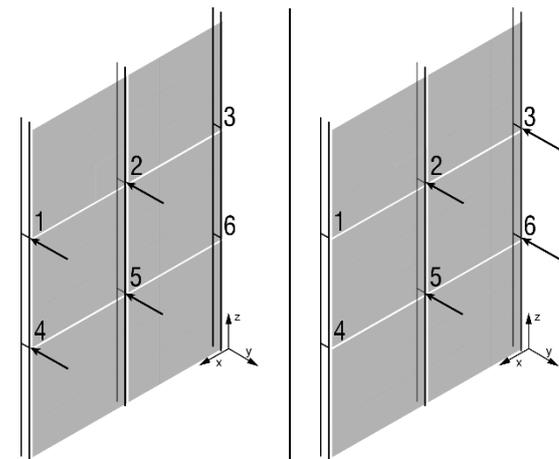
Tabelle 28: Zusammenstellung der Validierungsergebnisse (Belastungsszenario 1, 2 und 3)



		Belastungsszenario 1		Belastungsszenario 2		Belastungsszenario 3		
		f in mm	Δ	f in mm	Δ	f in mm	Δ	
Position 1	Passiv	Simulation	-68,28	2,33%	-54,17	0,38%	-33,28	-14,74%
		Messung	-69,91		-54,37		-29,01	
	Aktiv	Simulation	-1,08	0,22%	1,33	-1,03%	-0,05	-23,73%
		Messung	-2,56		0,56		-2,15	
Position 2	Passiv	Simulation	-68,60	0,50%	-53,40	3,82%	-33,70	-11,98%
		Messung	-68,94		-55,52		-30,09	
	Aktiv	Simulation	6,80	-5,79%	5,71	-0,48%	5,17	-21,69%
		Messung	2,33		3,31		1,85	
Position 4	Passiv	Simulation	-68,87	1,93%	-33,35	-10,61%	-54,95	4,45%
		Messung	-70,22		-30,15		-57,51	
	Aktiv	Simulation	-1,00	0,00%	0,49	-23,83%	2,10	0,88%
		Messung	-2,35		-2,82		0,05	
Position 5	Passiv	Simulation	-69,27	4,12%	-33,95	-11,40%	-54,95	7,23%
		Messung	-72,25		-30,48		-59,23	
	Aktiv	Simulation	7,20	-0,04%	5,80	-23,54%	6,20	2,07%
		Messung	4,19		1,70		3,21	

 unbelastete Messpositionen

Tabelle 29: Zusammenstellung der Validierungsergebnisse (Belastungsszenario 4 und 5)



Belastungsszenario		4		5	
Verformung		mm	Δ	mm	Δ
Position 1	Passiv Simulation	-68,14	-5,82%	-27,18	-17,97%
	Passiv Messung	-64,39		-23,04	
	Aktiv Simulation	-1,97	-10,65%	2,81	-45,93%
	Aktiv Messung	-4,59		-2,49	
Position 2	Passiv Simulation	-54,93	10,77%	-54,93	4,84%
	Passiv Messung	-61,56		-57,73	
	Aktiv Simulation	7,54	-0,20%	7,12	-4,65%
	Aktiv Messung	0,78		1,57	
Position 4	Passiv Simulation	-68,77	-3,55%	-27,48	-2,15%
	Passiv Messung	-66,41		-26,90	
	Aktiv Simulation	-1,37	-6,34%	3,46	-25,87%
	Aktiv Messung	-3,03		-2,32	
Position 5	Passiv Simulation	-55,34	15,67%	-55,38	10,48%
	Passiv Messung	-65,62		-61,87	
	Aktiv Simulation	8,51	6,94%	8,00	2,75%
	Aktiv Messung	2,99		3,31	

 unbelastete Messpositionen

C Ermittlung der Verteilungsfunktion der Böenwindgeschwindigkeit

Die Ermittlung der Verteilungsfunktion der Böenwindgeschwindigkeit für die Adaptionsstrategie in Kapitel 7 erfolgt mit Datensätzen des Deutschen Wetterdienstes (DWD), die am Flughafen Echterdingen aufgezeichnet wurden. Die Datensätze enthalten Stundenmittelwerte, Tageswerte der mittleren Windgeschwindigkeit und Tageswerte des Maximums der Windgeschwindigkeit. Für die hier erforderlichen Analysen eignen sich die Stundenmittelwerte sowie die maximalen Tageswerte. Tabelle 30 beschreibt die Art der Stichprobe der Datensätze und für welche statistische Auswertung sie herangezogen werden.

Tabelle 30: Beschreibung der verwendeten Tagesdatensätze des Deutschen Wetterdienstes nach [159, 160]

	Beschreibung	Art der Stichprobe	Statistische Methode
Stundenmittelwerte	Stündliche Auswertung von Messungen automatischer Stationen	Vollständige Zeitreihe ⁴	Verteilungsfunktion Extremwertanalyse Energiespektrum
Tageswerte des Maximums der Windgeschwindigkeit	Spitzenböe pro Tag	Extremwert pro Tag	Extremwertanalyse

C.1 Extremwertanalyse

Für die Bewertung der Böigkeit am Standort werden Extremwertanalysen nach der Methode der Sturmmaxima für die Stundenmittelwerte und die Spitzenböen, wie in Kapitel 4.3.2 beschrieben, durchgeführt. Für die Nicht-Überschreitenswahrscheinlichkeit nach Gleichung (4-15) wird $P_i \geq 0,001$ festgelegt.

Gemäß DIN EN 1991-1-4 [124] ergibt sich der Böenreaktionsfaktor $f_{B\bar{o}}$ aus dem Verhältnis Böenwindgeschwindigkeit zur Basiswindgeschwindigkeit. Die Basiswindgeschwindigkeit bezieht sich in DIN EN 1991-1-4 [124] auf einen 10-Minuten-Mittelwert. Da für dieses Mittelungsintervall keine Daten vorliegen, wird wie von Bachmann und Simiu und Scanlan [115, 128] beschrieben, der Böenreaktionsfaktor aus dem Verhältnis Böenwindgeschwindigkeit zur Windgeschwindigkeit der Stundenmittelwerte ermittelt.

Die Extremwertanalysen der Stundenmittelwerte und der Tagesspitzenböen erfolgt für einen Betrachtungszeitraum von 1953 bis 2016. Um eine mögliche Erhöhung der Böenwindgeschwindigkeit über den Betrachtungszeitraum zu erkennen, werden zusätzlich Extremwertanalysen für die Zeiträume: 1953-1973, 1974-1995 und 1996-2016 durchgeführt.

Diagramm 16 und Diagramm 17 zeigen die Approximation der Gumbel-Verteilung an die Starkwindereignisse der Stundenmittelwerte und Tagesspitzenböen für die verschiedenen Zeiträume.

⁴ Zeitreihe: Stichprobe, bei der die Daten jeweils zu einem festen Zeitpunkt bzw. Zeitintervalle mit gleicher Länge gemessen werden. [161].

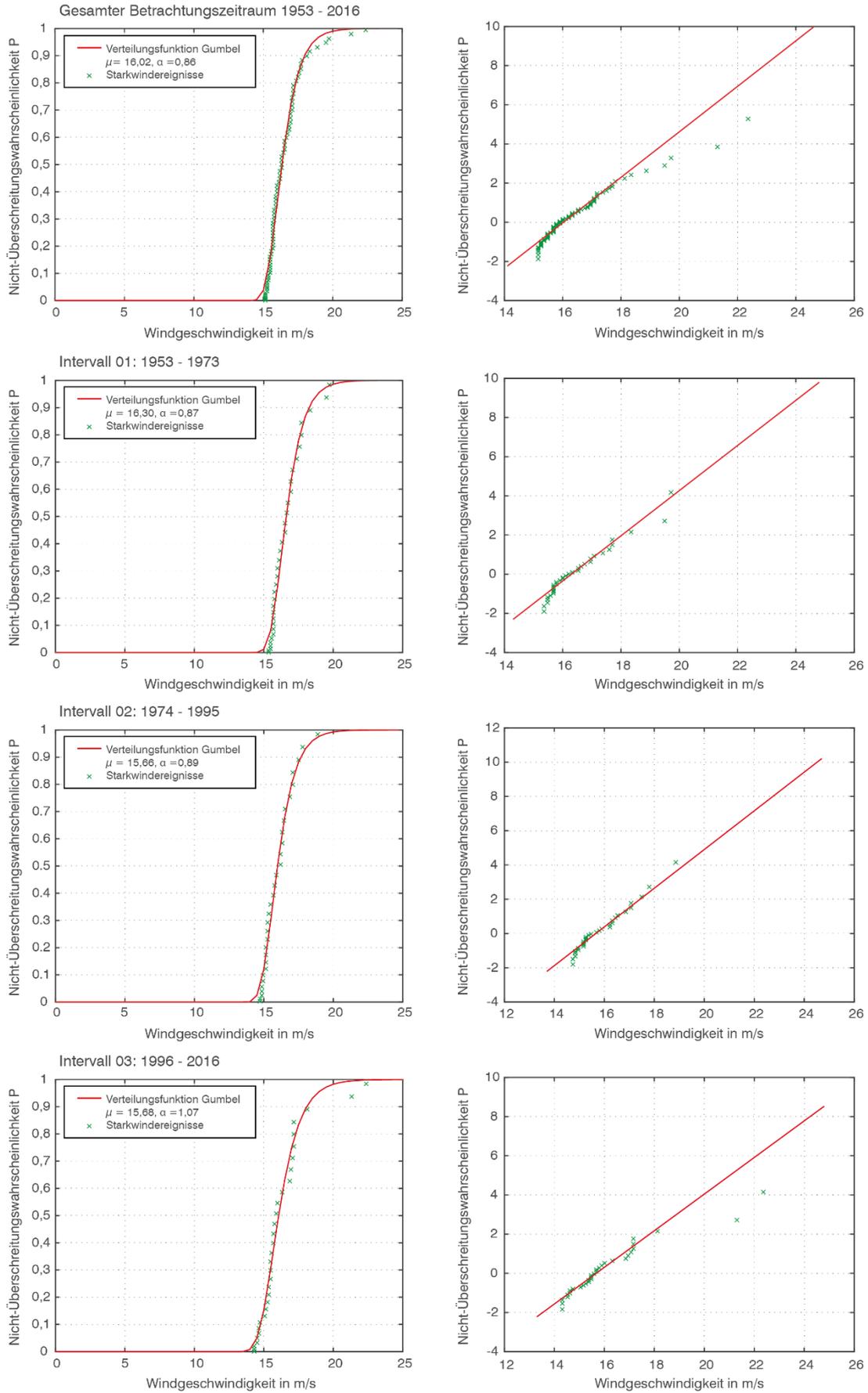


Diagramm 16: Approximation der Gumbel-Verteilung an die Starkwindereignisse der Stundenmittelwerte, links: lineare Auftragung, rechts: doppel-logarithmische Auftragung

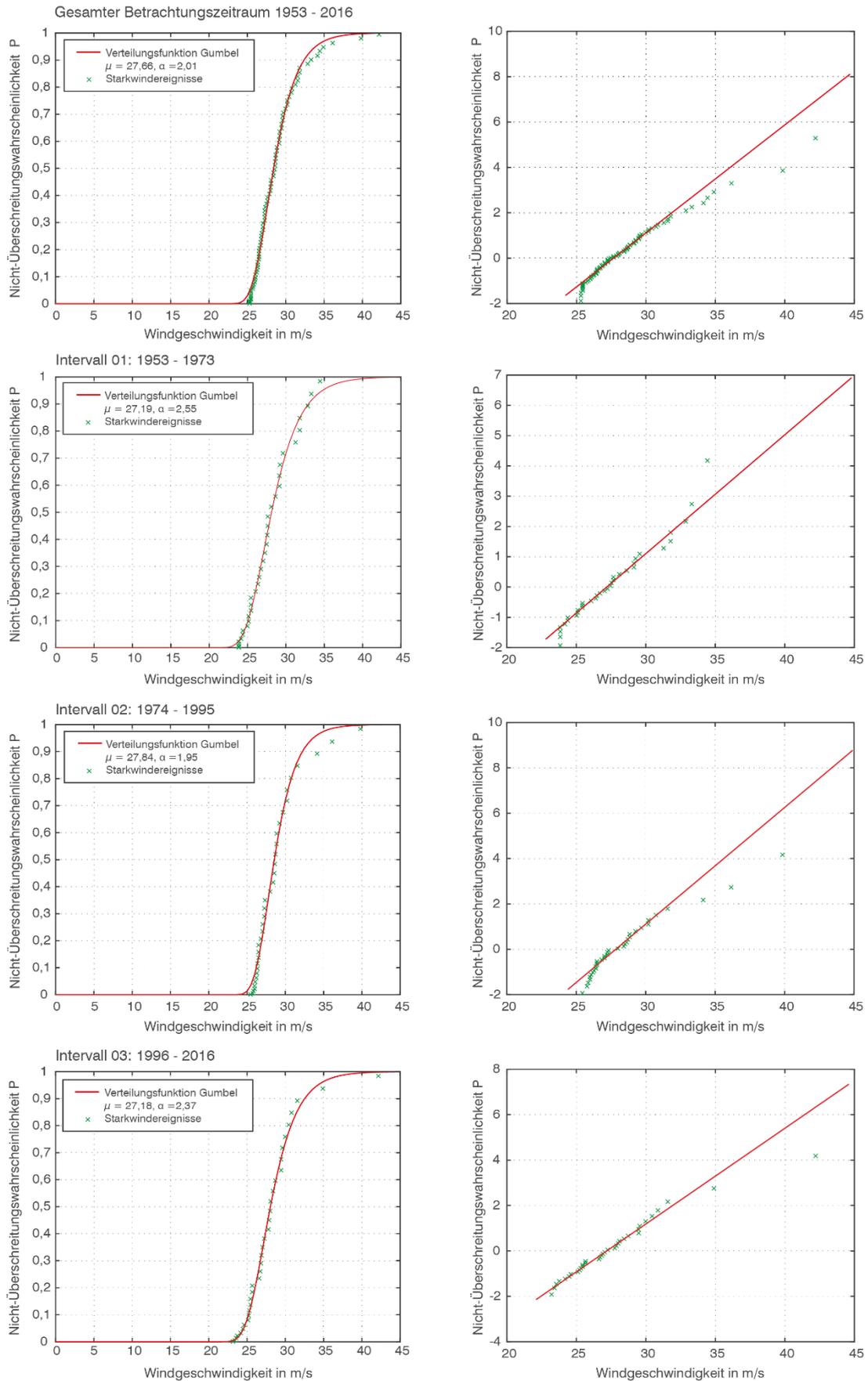


Diagramm 17: Approximation der Gumbel-Verteilung an die Starkwindereignisse der Tagesspitzenwerte, links: lineare Auftragung, rechts: doppel-logarithmische Auftragung

Tabelle 31 und Tabelle 32 fassen die Ergebnisse der Extremwertanalysen zusammen und geben die Windgeschwindigkeiten für eine Wiederkehrperiode R nach Gleichung (C-1) von 10 Jahren, 20 Jahren, 50 Jahren und 100 Jahren an.

$$v(R) = \mu + \alpha \left(-\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{R} \right) \right) \right) \quad (\text{C-1})$$

- α Skalierungsparameter in m/s
 μ Lageparameter in m/s
 R Wiederkehrperiode in Jahren

Die Extremwerte der Windgeschwindigkeiten ergeben keine eindeutige Tendenz für eine Erhöhung der Windgeschwindigkeiten über den Betrachtungszeitraum von 1953 bis 2016. Bei den Stundenmittelwerten sind die Extremwerte bei einer Wiederkehrperiode von 50 und 100 Jahren im Zeitraum 1996 bis 2016 am höchsten. Bei den Tagesspitzenböen ergeben sich die höchsten Werte im Zeitraum 1953 bis 1973.

Tabelle 31: Extremwertanalyse der Starkwindereignisse auf Grundlage der Stundenmittelwerte

Zeitraum	Anzahl der Starkwindereignisse	Schwellenwert	Lageparameter μ	Skalierungsparameter α	$v_{3600}(z=10)$ bei einer Wiederkehrperiode R in Jahren			
					100	50	20	10
		[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
1953 bis 2016	82	14,2	15,1	0,81	18,85	18,28	17,53	16,94
1953 bis 1973	34	14,4	15,4	0,82	19,14	18,57	17,81	17,22
1974 bis 1995	31	13,9	14,8	0,84	18,61	18,03	17,25	16,65
1996 bis 2016	32	13,5	14,8	1,01	19,42	18,73	17,78	17,06

Tabelle 32: Extremwertanalyse der Starkwindereignisse auf Grundlage der Tagesspitzenböen

Zeitraum	Anzahl der Starkwindereignisse	Schwellenwert	Lageparameter μ	Skalierungsparameter α	$v_3(z=10)$ bei einer Wiederkehrperiode R in Jahren			
					100	50	20	10
		[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
1953 bis 2016	84	25,2	27,66	2,01	37,32	35,85	33,90	32,38
1953 bis 1973	35	23,8	27,19	2,55	38,91	37,13	34,76	32,93
1974 bis 1995	35	25,4	27,84	1,95	36,79	35,43	33,62	32,22
1996 bis 2016	35	23,1	27,18	2,37	38,10	36,44	34,23	32,52

Die Ermittlung des Böenreaktionsfaktors $f_{B\ddot{o}}$ erfolgt für Windgeschwindigkeiten mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren im Betrachtungszeitraum von 1953 bis 2016 nach Gleichung (C-2). Für den Standort Stuttgart ergibt sich somit ein Böenreaktionsfaktor von $f_{B\ddot{o}}=1,96$.

$$f_{B\ddot{o}} = \frac{v_3(R=50)}{v_{3600}(R=50)} = \frac{35,85 \text{ m/s}}{18,26 \text{ m/s}} = 1,96 \quad (\text{C-2})$$

$v_3(R=50)$ Böenwindgeschwindigkeit mit einer Wiederkehrperiode R von 50 Jahren

$v_{3600}(R=50)$ Windgeschwindigkeit der Stundenmittelwerte mit einer Wiederkehrperiode R von 50 Jahre

C.2 Verteilungsfunktion nach Weibull

Auf Grundlage der Stundenwerte, die mit dem Böenreaktionsfaktor multipliziert werden, wird die Grundgesamtheit mit der empirischen zwei-parametrischen Weibullverteilung entsprechend Kapitel 4.3.1 beschrieben (Diagramm 18). Der Skalierungsparameter α und Formparameter β sowie die Klassenbreite und Anzahl der Klassen für die Häufigkeitsverteilung der Stichprobe sind in Tabelle 33 zusammengefasst.

Tabelle 33: Parameter der Weibull-Verteilung

Zeitraum	Klassenbreite	Anzahl der Klassen	Skalierungsparameter α	Formparameter β
	[m/s]	[-]	[m/s]	[-]
1953 bis 2016	0,5	85	29,56	5,39

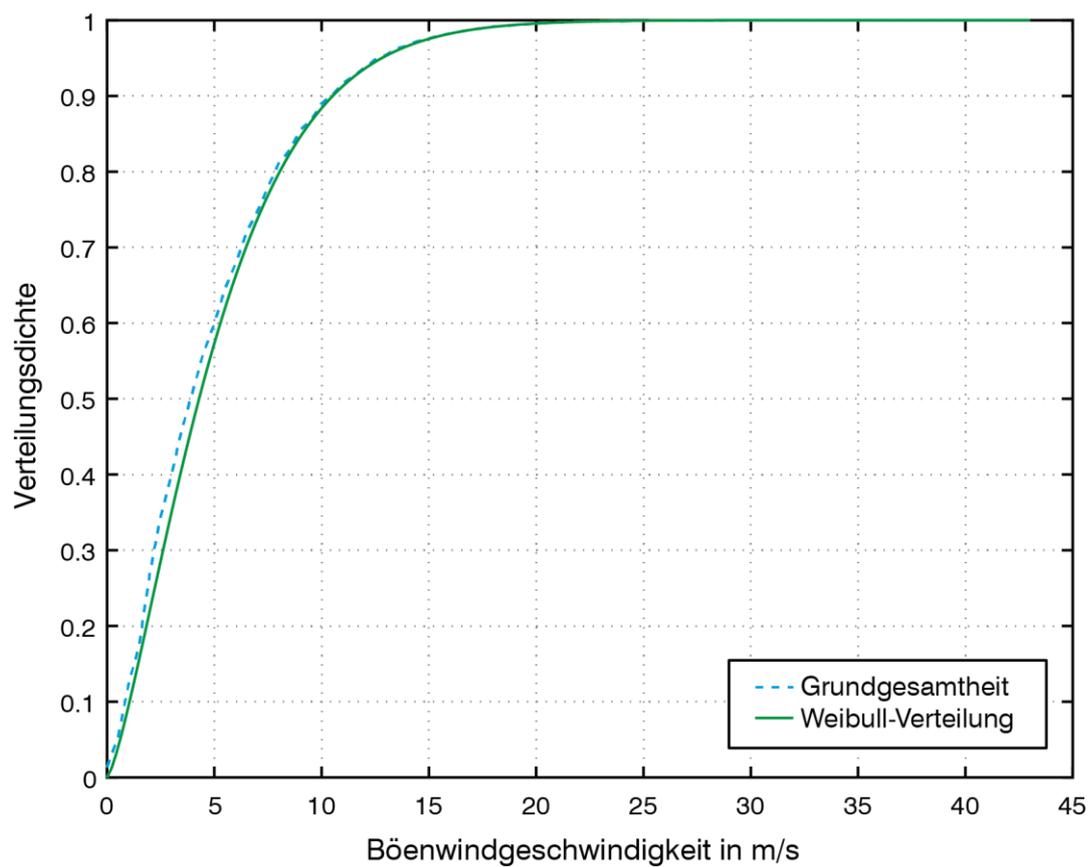


Diagramm 18: Verteilungsfunktion der Böenwindgeschwindigkeit für den Standort Stuttgart – Flughafen Echterdingen

D Überprüfung der quasi-ständigen Windbeanspruchung

D.1 Autokorrelation

Die Autokorrelation wird auf Grundlage einer Zeitreihe von Sekundenwerten, die vom Stuttgarter Lehrstuhl für Windenergie (SWE) zur Verfügung gestellt wurde, durchgeführt.

Der Datensatz, der vom 20. März bis 10. April 2013 auf dem Gebäude des SWE in Stuttgart Vaihingen aufgezeichnet wurde, weist jedoch Lücken auf. Die längste vollständige Zeitreihe wurde über 8 Stunden aufgezeichnet. Dieser Umfang eignet sich nicht für eine repräsentative statistische Aussage, ermöglicht jedoch eine Abschätzung über die Größe und Dauer von Böen am betrachteten Standort.

Für die Autokorrelation werden jeweils 10-Minuten-Intervalle (600 Sekunden) des Datensatzes betrachtet und aus den Ergebnissen der Mittelwert gebildet. Die Zeitschritte werden dabei auf max. 50 % der Daten pro Intervall festgelegt. Die Beschreibung der Autokorrelation erfolgt mit der Funktion nach Gleichung (D-1) (Diagramm 19).

$$f(x) = a \cdot e^{b \cdot x} - c \quad (\text{D-1})$$

Die Ermittlung des longitudinalen Integrallängenmaß $L_{u,u}$ nach Gleichung (4-24) ergibt eine Ausdehnung der Böen von 59,4 m sowie eine Böendauer mit dem Integralzeitmaß $T_{u,u}$ nach Gleichung (4-23) von 38,1 sec. Die Ergebnisse zeigen, dass die Annahme der einhüllenden Böe und somit der quasi-ständigen Windbeanspruchung zutreffend ist.

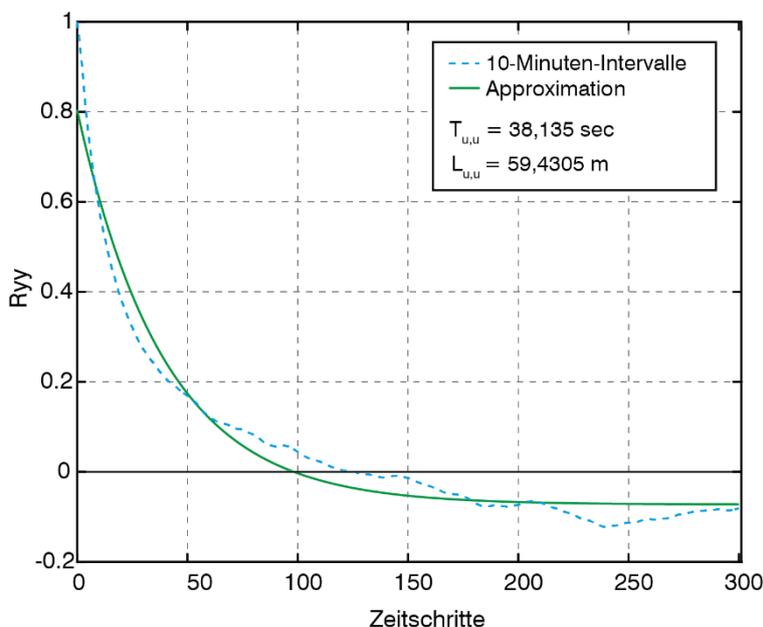


Diagramm 19: Approximation der Autokorrelation der 10-Minuten-Intervalle

D.2 Verfahren nach Davenport

Das Energiespektrum nach Davenport wird mit den Stundenwerten des DWD [153] durchgeführt. Diese Methode ermöglicht eine Einschätzung der energiereichen Frequenzen der Windgeschwindigkeiten und eignet sich zur Überprüfung einer möglichen Schwingungsanfälligkeit des Systems. Die Eigenfrequenzen der Fassadensysteme werden mittels Modalanalyse der Software Ansys berechnet. Die erste Eigenfrequenz der einzelnen Fassadensysteme ist Tabelle 34 zu entnehmen.

Tabelle 34: 1. Eigenfrequenz der Fassadensysteme

Fassadensystem		1. Eigenfrequenz
		[Hz]
F1	P	0,68
	AI	0,55
	All	0,53
F2	P	0,75
	AI	0,81
	All	0,72

Diagramm 20 stellt die Spektraldichte der Windgeschwindigkeit und den Frequenzbereich der ersten Eigenfrequenzen der Fassaden dar. Es zeigt sich, dass der Frequenzbereich der Fassaden im energiearmen Bereich der Spektraldichtefunktion liegt und somit die Annahme einer nicht schwingungsanfälligen Konstruktion zutrifft

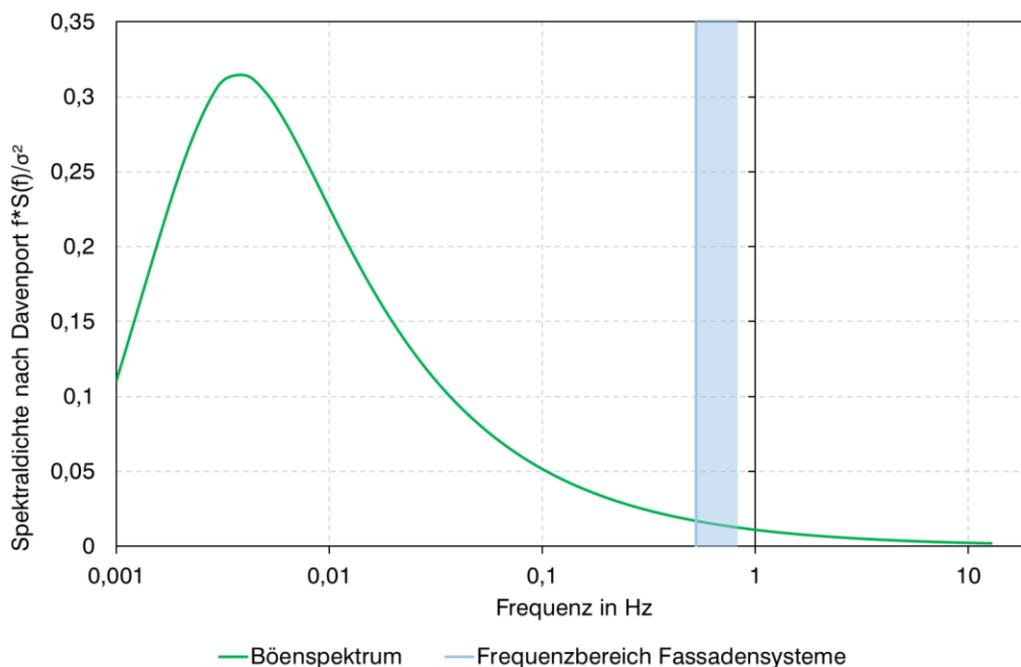


Diagramm 20: Energiespektrum nach Davenport im Frequenzbereich der 1. Eigenfrequenz der Fassadensysteme

E Validierung des FE-Modells der Glasscheibe mit Klemmhalter

Für die Bemessung der Glasscheiben wird ein FE-Modell mit der Software Ansys modelliert, das die Glasklemmhalter berücksichtigt (Abbildung 87). Die Materialparameter der Klemmhalter werden analog zu den Standardwerten der Software SJ Mepla [162], die speziell für den konstruktiven Glasbau entwickelt wurde, gewählt (Tabelle 36). Das FE-Programm SJ Mepla kann für die weiteren Untersuchungen nicht herangezogen werden, da für die Simulation der Glasverwindungen infolge der horizontalen Verformung der Seile Auflagerverschiebungen auf das System aufgebracht werden müssen, welche nicht mit dieser Software simuliert werden können.

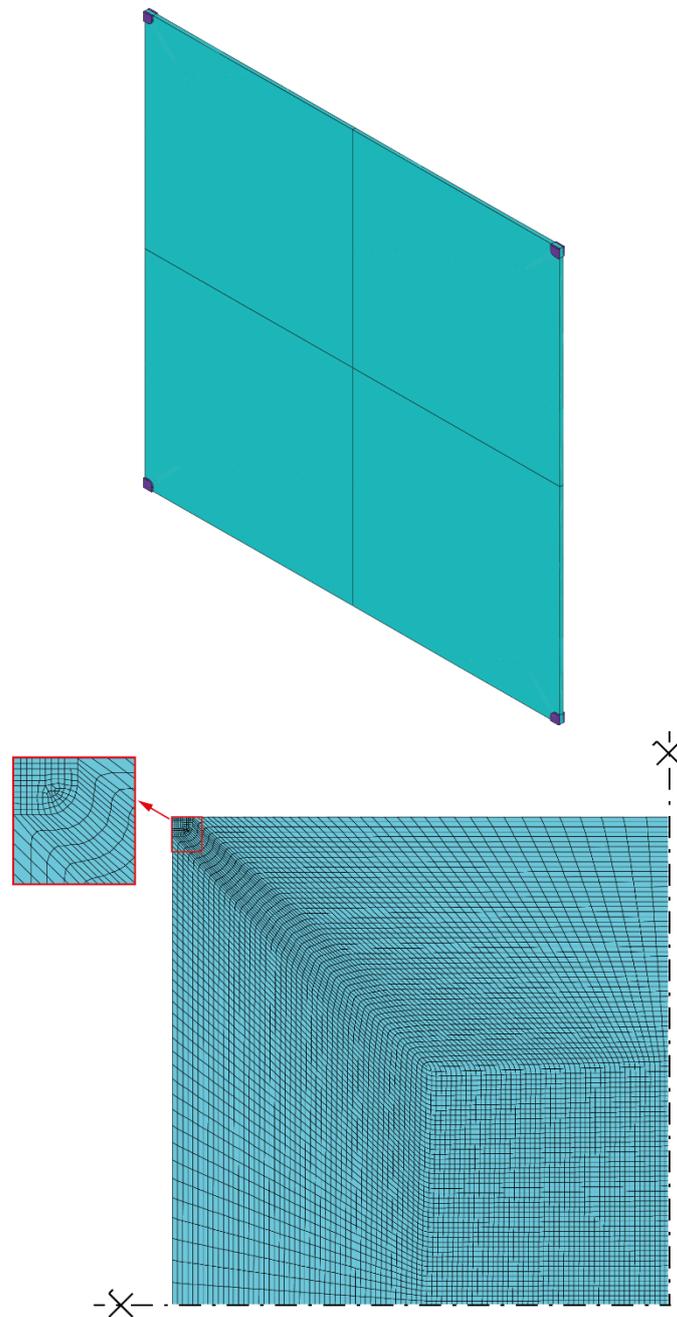


Abbildung 87: oben: Isometrie der Glasscheibe mit Klemmhalter, unten: Ansicht der Vernetzung eines Viertels der Glasscheibe

Tabelle 35: Materialeigenschaften und Bauteildicken des Glasmodells

Bauteil	Materialeigenschaften	Wert
Klemmhalter EPDM nach [162]	Elastizitätsmodul außen/innen $E_{a/i}$	60 N/mm ²
	Elastizitätsmodul Kanten E_K	5 N/mm ²
	EPDM-Dicke außen/innen $t_{a/i}$	3 mm
	EPDM-Dicke Kanten t_K	5 mm
ESG-Scheiben (Floatglas nach [145])	Biegezugfestigkeit, f_k	120 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E_G	70.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν_G	0,23 -
	Glasdicke, t_G	10 mm
Stahlelemente des nach [141]	Streckgrenze, f_{yk}	355 N/mm ²
	Elastizitätsmodul, E_y	210.000 N/mm ²
	Querdehnzahl, ν_y	0,3 -
	Stahldicke, t_s	5 mm

Für die Modellierung der Glasscheibe mit dem FE-Programm Ansys werden für die Glasscheibe und die EPDM-Schicht Volumenelemente verwendet. Die Edelstahlkomponenten der Klemmhalter werden mit Schalenelementen modelliert. (Tabelle 36)

Tabelle 36: Ansys-Elementtypen des Glasmodells

Bauteil	Beschreibung	Ansys - Element
Glasscheiben	Volumenelemente (Kantenlänge $t_G/3$)	solid 45
EPDM-Schicht	Volumenelemente (Kantenlänge $t_{a/i}/2$)	solid 45
Edelstahl-Klemmhalter	Schalenelemente der Stahlteile	shell181

Zur Validierung des Ansys FE-Modells werden die Hauptspannungen der Glasscheibe mit den Ergebnissen des FE-Programms SJ Mepl verglichen. Als Einwirkung wird eine Flächenlast (1 kN/m²), die normal zur Glasebene wirkt angesetzt. Abbildung 88 zeigt eine gute Übereinstimmung der Hauptspannungen an der Außen- und Innenseite der Glasscheibe.

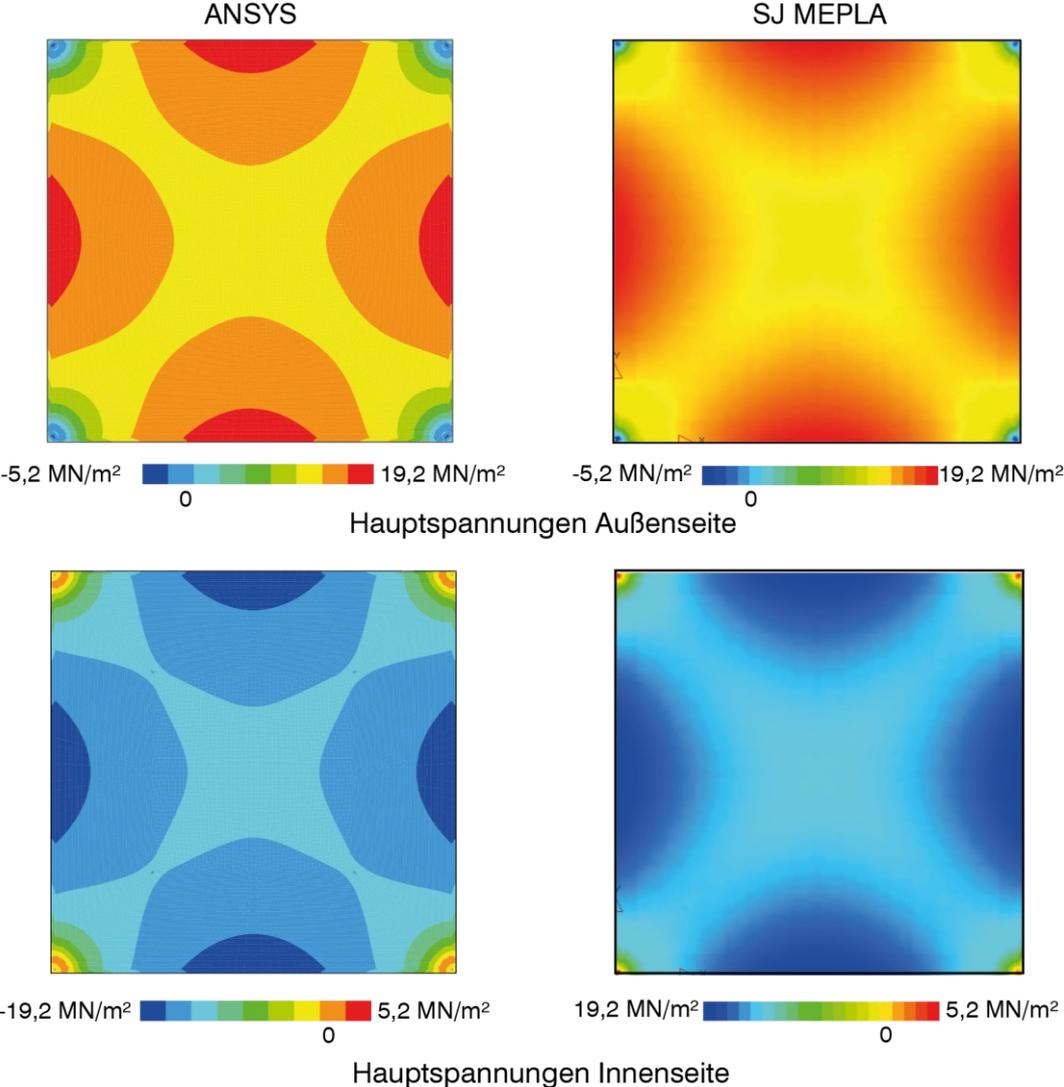


Abbildung 88: Vergleich der Hauptspannungen: links: FE-Modell Ansys, rechts: FE-Modell SJ Mepla

F Glasbemessung

Die Bemessung der Glasscheiben erfolgt in Anlehnung an das Vorgehen von Weller et al. [163] nach DIN 18008-1 [164] und DIN 18008-3 [165] für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Hierbei wird die maximale Verwindung der Glasscheibe aus den Seilverformungen der Gesamtmodelle des maßgebenden Lastfalls Windsog ermittelt und als Auflagerverschiebungen (Tabelle 37) auf das FE-Modell der Glasscheibe aufgebracht. Die maßgebende Scheibenbeanspruchung infolge Windlast wird mit dem aerodynamischen Druckbeiwert $c_{pe,1}=1,33$ nach DIN EN 1991-1-4 [122, 124] und für die zugehörige Windgeschwindigkeit an den einzelnen Systemen ermittelt.

Tabelle 37: Auflagerverschiebung normal zur Glasebene

Fassadensystem		Auflagerverschiebung in mm			
		1	2	3	4
F1	P	125,26	112,28	1,43	1,62
	AI	107,73	82,48	21,51	55,56
	All	32,85	57,36	94,78	65,75
F2	P	115,21	103,00	1,50	1,72
	AI	11,13	53,09	55,89	18,65
	All	10,94	-0,63	-9,16	-7,73

Die Dimensionierung der Glasscheibendicke erfolgt für die maximale Hauptspannung in der Glasscheibenebene. Der Grenzwert der Bemessungsbiegezugfestigkeit beträgt 80 MN/m^2 . In Tabelle 38 sind die erforderlichen Glasscheibendicken sowie die Ausnutzung der einzelnen Fassadensysteme synoptisch zusammen.

Tabelle 38: Zusammenfassung der Ergebnisse der Glasbemessung

Fassadensystem		Glasdicke [mm]	1. Hauptspannung [MN/m ²]	Ausnutzung [%]
F1	P	11	75,8	94,8
	AI	10	66,0	82,5
	All	9	66,3	82,9
F2	P	11	71,3	89,1
	AI	9	64,7	80,8
	All	8	70,5	88,1

G Ökologische Bilanzierung

G.1 Masseströme

In Tabelle 39 und Tabelle 40 sind die im Rahmen dieser Untersuchungen angesetzten Masseströme zusammengefasst.

Tabelle 39: Masseströme Fassade F1

Lebenszyklus- phase nach [155]	Materialinformation bzw. Energiekennwerte		F1-P passiv	F1-AI adaptiv	F1-AII adaptiv
			PE 20	PE 10	P15
A1-A3 Herstellung	Beton	[kg]	37800	32550	34317
	Bewehrungsstahl	[kg]	1098	1047	1047
	Einscheibensicherheitsglas	[kg]	6075	5063	4556
	Edelstahlseile	[kg]	396	213	274
	Edelstahl - Endverbindung	[kg]	76	28	48
	Edelstahlteile	[kg]	118	197	197
	Normzylinder Stahlteile	[Stück]	0	110	110
	Normzylinder Aluminium-Druckgussteile	[kg]	0	34	34
	Normzylinder Aluminium-Knetlegierungsteile	[Stück]	0	110	110
A4 Transport (Hinfahrt)	Transportweg Beton	[km]	15	15	15
	Transportweg Bewehrungsstahl	[km]	30	30	30
	Transportweg Glasscheiben	[km]	81	81	81
	Transportweg Edelstahlseile mit Endverbindur	[km]	150	150	150
	Transportweg Edelstahlteile	[km]	34	34	34
	Normzylinder	[km]	0	18	18
B6 Energieverbrauch im Betrieb	Energieverbrauch pro Jahr	[kWh]	0	13	20
C+D End-of-Life	Beton	[kg]	37800	32550	34317
	Bewehrungsstahl	[kg]	1098	1047	1047
	Einscheibensicherheitsglas	[kg]	6075	5063	4556
	Edelstahl	[kg]	590	438	519
	Stahl	[kg]	0	56	56
	Aluminium	[kg]	0	97	97

Tabelle 40: Masseströme Fassade F2

Lebenszyklus- phase nach [155]	Materialinformation bzw. Energiekennwerte		F2-P passiv	F2-AI adaptiv	F2-AII adaptiv
			PE 20	PE 10	P15
A1-A3 Herstellung	Beton	[kg]	37800	32550	33250
	Bewehrungsstahl	[kg]	1099	1099	1099
	Einscheibensicherheitsglas	[kg]	6075	4556	4050
	Edelstahlseile	[kg]	396	213	274
	Edelstahl - Endverbindung	[kg]	76	28	48
	Edelstahlteile	[kg]	118	251	251
	Normzylinder Stahlteile	[Stück]	0	110	110
	Normzylinder Aluminium-Druckgussteile	[kg]	0	34	34
	Normzylinder Aluminium-Knetlegierungsteile	[Stück]	0	110	110
A4 Transport (Hinfahrt)	Transportweg Beton	[km]	15	15	15
	Transportweg Bewehrungsstahl	[km]	30	30	30
	Transportweg Glasscheiben	[km]	81	81	81
	Transportweg Edelstahlseile mit Endverbindung	[km]	150	150	150
	Transportweg Edelstahlteile	[km]	34	34	34
	Normzylinder	[km]	0	18	18
B6 Energieverbrauch im Betrieb	Energieverbrauch pro Jahr	[kWh]	0	15	19
C+D End-of-Life	Beton	[kg]	37800	32550	33250
	Bewehrungsstahl	[kg]	1099	1099	1099
	Einscheibensicherheitsglas	[kg]	6075	4556	4050
	Edelstahl	[kg]	590	492	573
	Stahl	[kg]	0	56	56
	Aluminium	[kg]	0	97	97

G.2 Ergänzende Ergebnisse der Ökobilanz

Diagramm 21 und Diagramm 22 stellen das Treibhauspotenzial und die nicht-erneuerbare Energie in der Herstellphase (A1-A3) des Gesamtsystems dar.

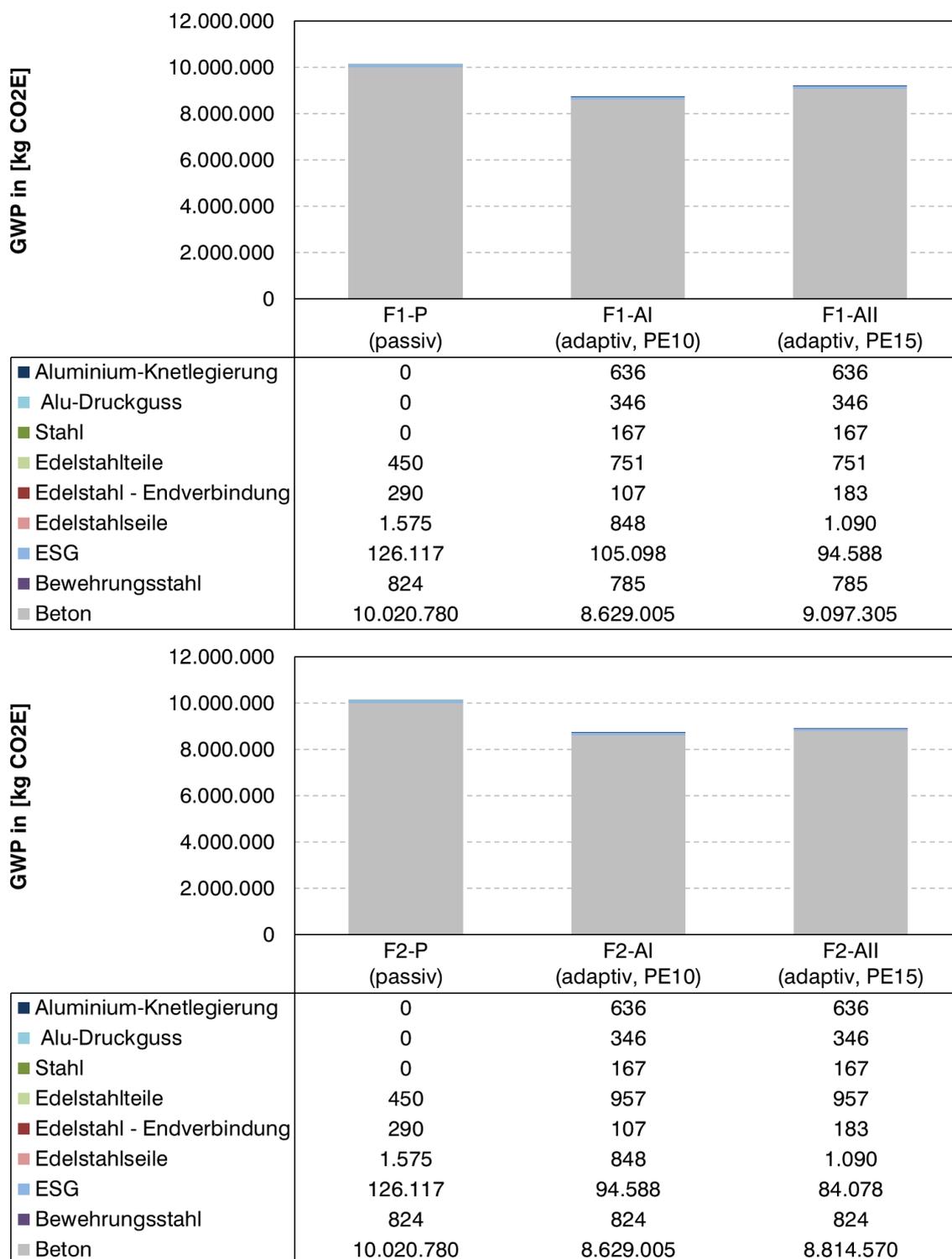


Diagramm 21: Treibhauspotenzial der Herstellphase (A1-A3) des Gesamtsystems, oben: Fassade F1, unten: Fassade F2

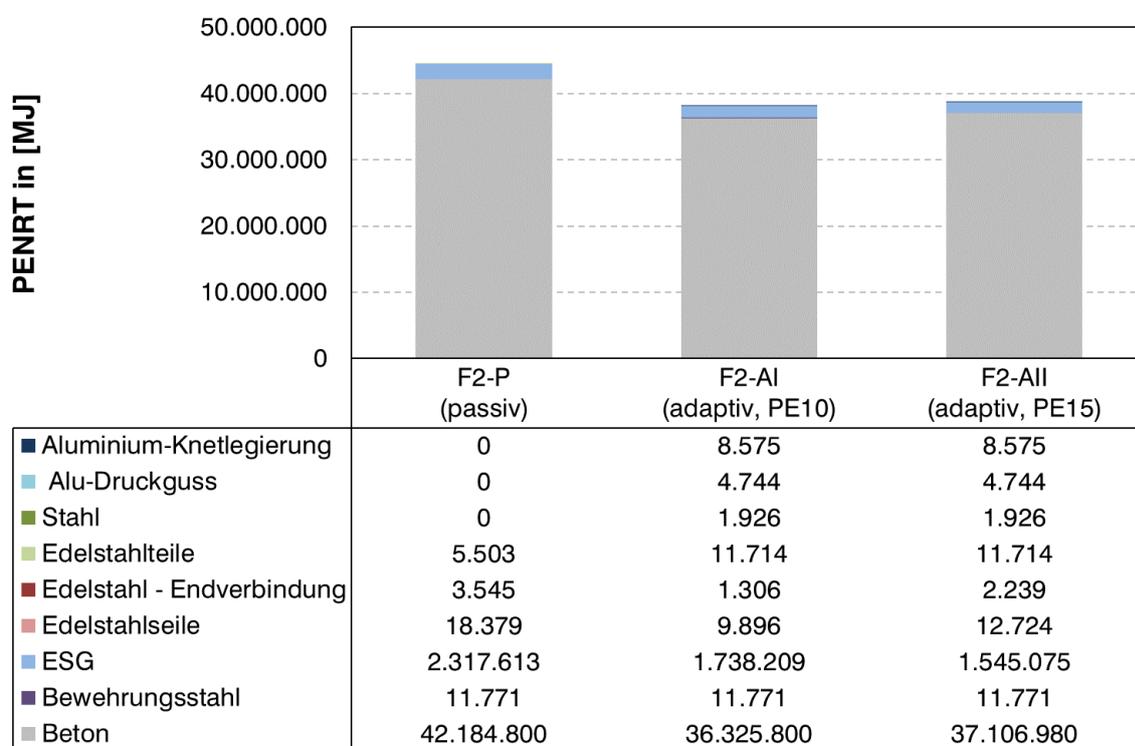
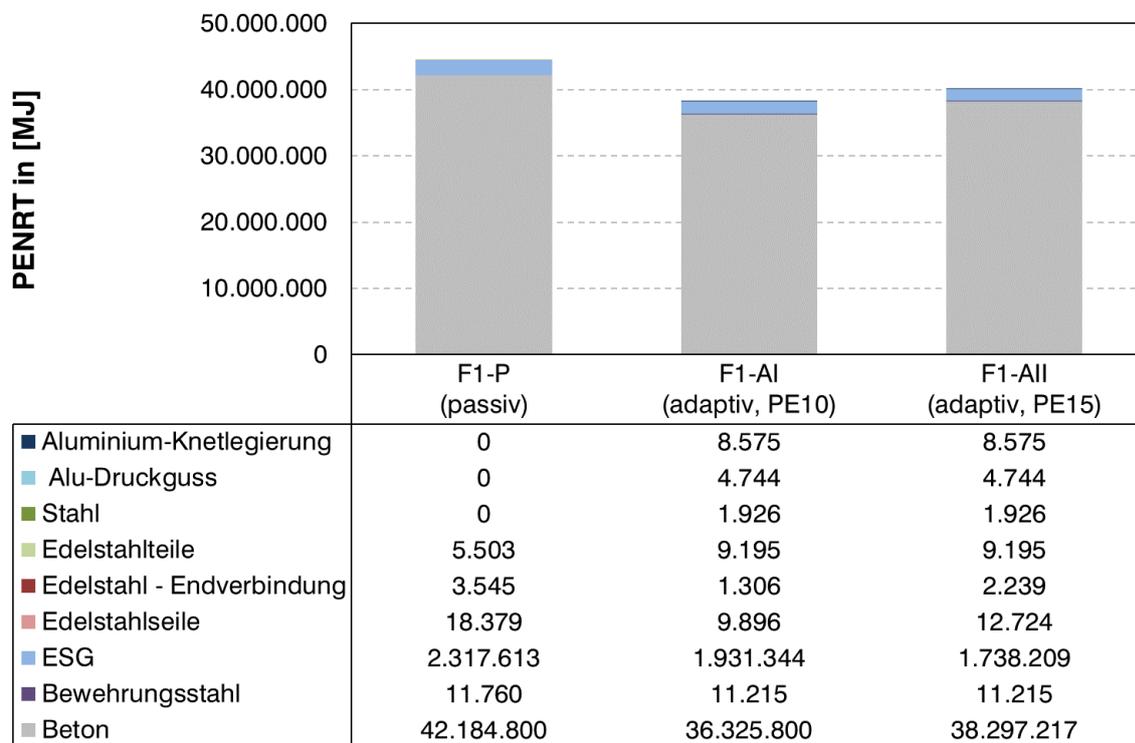


Diagramm 22: Nicht erneuerbare Energie der Herstellphase (A1-A3) des Gesamtsystems, oben: Fassade F1, unten: Fassade F2

Literatur

- [1] VDI Zentrum Ressourceneffizienz, „Ressourceneffizienz der Tragwerke“. [Online]. Verfügbar unter: https://www.ressource-deutschland.de/fileadmin/user_upload/downloads/studien/Bau-5_08012013-Web.pdf
- [2] Bundesregierung, „Nationale Nachhaltigkeitsstrategie · Fortschrittsbericht 2012“. [Online]. Verfügbar unter: http://www.bundesregierung.de/Content/DE/Publikation/Bestellservice/2012-05-08-fortschrittsbericht-2012.pdf?__blob=publicationFile
- [3] *World Population Prospects - Population Division - United Nations*. [Online]. Verfügbar unter: <https://esa.un.org/unpd/wpp/DataQuery/> (Zugriff am: 12. August 2018).
- [4] W. Sobek, „Ultraleichtbau“, *Stahlbau*, Jg. 83, Nr. 11, S. 784–789, 2014, doi: 10.1002/stab.201410211.
- [5] C. Lemaitre, „Topologieoptimierung von adaptiven Stabwerken“. Dissertation, Universität Stuttgart, 2008.
- [6] A. Weilandt, „Adaptivität bei Flächentragwerken“. Dissertation, Universität Stuttgart, 2008.
- [7] P. Teuffel, „Entwerfen adaptiver Strukturen“. Dissertation, Universität Stuttgart, 2004.
- [8] S. Neuhäuser, „Untersuchungen zur Homogenisierung von Spannungsfeldern bei adaptiven Schalentragwerken mittels Auflagerverschiebung“. Dissertation, Universität Stuttgart, 2014.
- [9] G. Senatore, „Adaptive Building Structures“. Dissertation, University College London, 2016.
- [10] C. Schittich, *Glasbau-Atlas*. München: Institut für Internationale Architektur-Dokumentation, 2006.
- [11] M. Schlaich, Y. Liu und B. Zwingmann, „Carbon Fibre Reinforced Polymer for Orthogonally Loaded Cable Net Structures“, *STRUCTURAL ENGINEERING INTERNATIONAL*, Jg. 25, Nr. 1, S. 34–42, 2015, doi: 10.2749/101686614X14043795570534.
- [12] H. A. Schaeffer und R. Langfeld, *Werkstoff Glas: Alter Werkstoff mit großer Zukunft*. Berlin, Heidelberg: Springer Vieweg, 2014.
- [13] E. Teeter, „Techniques and terminology of rope-making in ancient Egypt“, *Journal of Egyptian Archaeology*, Jg. 73, S. 71–77, 1987.
- [14] W. A. Kenyon, „ROPE“, *Journal of the Textile Institute Proceedings*, Jg. 42, Nr. 8, S. P502–P520, 1951, doi: 10.1080/19447015108663856.
- [15] G. Mehlhorn, M. Hoshino und G. Morgenthal, „Brückenbau auf dem Weg vom Altertum zum modernen Brückenbau“ in *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*, G. Mehlhorn und M. Curbach, Hg., 3 Aufl. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden, 2014, S. 1–165, doi: 10.1007/978-3-658-03342-2_1.
- [16] P. Rice und H. Dutton, *Transparente Architektur*. Basel: Birkhäuser, 1995.
- [17] G. Galilei, *Discorsi E Dimostrazioni Matematiche, intorno à due nuoue scienze Attenenti alla Mecanica & i Movimenti Locali Con vna Appendice del centro di grauità d'alcuni Solidi*. Leida//Leiden: Appresso gli Elsevirii//Elsevir, 1638.
- [18] G. Galilei, *Unterredungen und mathematische Demonstrationen über zwei neue wissenszweige, die Mechanik und die Fallgesetze betreffend*. [Online]. Verfügbar unter:

- <https://archive.org/stream/unterredungenun00oettgoog#page/n124/mode/2up/search/kette> (Zugriff am: 25. April 2017).
- [19] H. M. Irvine, *Cable structures*. Cambridge, Mass.: The MIT Pr, 1981.
- [20] H. Hecht, *Gottfried Wilhelm Leibniz: Mathematik und Naturwissenschaften im Paradigma der Metaphysik*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 1992.
- [21] G. Kohlmaier und B. v. Sartory, *Das Glashaus: E. Bautypus d. 19. Jh.* Muenchen: Prestel, 1981.
- [22] C. Schittich, „Gebaute Transparenz - Glashäuser des 19. Jahrhunderts“, *Detail*, Jg. 55, 1/2, S. 6–12, 2015.
- [23] Tallis und John, *Tallis's history and description of the Crystal palace, and the Exhibition of the world's industry in 1851*, 2. Aufl. London and New York, 1852.
- [24] R. Verreet, „Das Drahtseil. Die Geschichte der Erfindung und Weiterentwicklung“, *Draht Welt*, Jg. 75, Nr. 6, S. 100–106, 1989.
- [25] F. Otto, „Das hängende Dach: Gestalt und Struktur“. Dissertation, Technische Universität Berlin, 1954.
- [26] B. Burkhardt, F. Otto und I. Schmall, *Zelte*, 1. Aufl. Stuttgart: Karl Krämer Verlag, 1976.
- [27] S. Schanz, „Das IL-Gebäude“, SFB 230, Stuttgart, 1994.
- [28] F. Leonhardt, H. Egger und E. Haug, „Der deutsche Pavillon auf der Expo '67 Montreal – eine vorgespannte Seilnetzkonstruktion“, *Stahlbau*, Jg. 87, Nr. 8, S. 820–830, 2018, doi: 10.1002/stab.201870804.
- [29] G. Brinkmann und R. Blum, *Leicht und Weit: Zur Konstruktion weitgespannter Flächentragwerke; Ergebnisse aus dem Sonderforschungsbereich 64 "Weitgespannte Flächentragwerke" der Universität Stuttgart*. Weinheim, Basel: VCH, 1990.
- [30] W. Sobek und N. Rehle, „Beispiele fuer verglaste Vertikalseilfassaden“, *Stahlbau*, Jg. 73, Nr. 4, S. 224–229, 2004.
- [31] *Norman Foster / Foster Associates: Building and Projekts 1971-1978*. Hong Kong: Watermark, 1989.
- [32] D. Treiber, *Norman Foster*. Basel, Berlin, Boston: Birkhäuser, 1992.
- [33] G. Mayer, „Gläsernes Kunstzelt in Riyadh: Diplomatischer Club - neue Diplomatenstadt, Riyadh/Saudi-Arabien“, *Farbe + Design*, 39/40, S. 13–17, 1987.
- [34] M. Francis, P. Rice und I. Ritchie, „Zwei Erfindungen: Museum für Wissenschaft und Technik, Parc de La Villette, Paris, 1986; die Gewächshäuser und die Oberlichter : Architekten und Ingenieure Peter Rice, Martin Francis, Ian Ritchie“, *Werk, Bauen + Wohnen*, Jg. 74, Nr. 12, S. 50–57, 1987, doi: 10.5169/seals-56296.
- [35] J. Schlaich und T. Moschner, „Prestressed Cable-Net Facades“, *STRUCTURAL ENGINEERING INTERNATIONAL*, Jg. 15, Nr. 1, S. 36, 2005, doi: 10.2749/101686605777963332.
- [36] H. Schober, „Gespannte Seilnetzfassaden“, *Stahlbau*, Jg. 73, Nr. 12, S. 973–981, 2004.
- [37] J. Schlaich, „Glaskonstruktionen Hotel Kempinski, München“, *GLAS, Architektur und Technik*, Nr. 2, S. 30–37, 95.
- [38] W. Sobek und J. Linder, „Netzallee. Verglastes Seilnetz in Bad Neustadt“, *DBZ Deutsche Bauzeitschrift*, Jg. 47, Nr. 11, S. 68–71, 1999.
- [39] W. Sundermann und W. Sobek, „Die Sonderfassaden im Sony-Center Berlin“, *Beratende Ingenieure*, Jg. 30, Nr. 9, 2000.
- [40] W. Sobek, S. Feirabend, L. Blandini und F. Tarazi, „Cable-stayed glass facades - 15 years of innovation at the cutting edge“ in *Challenging Glass 2 - Conference on Architectural and Structural Applications of Glass*, S. 601–609.

- [41] W. Sobek und I. Weiss, „Eine Stahl-Glashalle als neuer zentraler Eingangsbereich der Universität Bremen“, *Stahlbau*, Jg. 70, Nr. 5, S. 309–313, 2001, doi: 10.1002/stab.200101180.
- [42] W. Sobek und I. Weiss, „Glashalle im zentralen Eingangsbereich der Universität Bremen“, *GLAS, Architektur und Technik*, Jg. 7, Nr. 1, S. 30–37, 2001.
- [43] W. Sobek, N. Rehle und F. Tarazi, „Glas, Seile und Polycarbonat - die neue Konzernzentrale der Bayer AG als Beispiel für transparentes Bauen“, *Bauingenieur*, Jg. 80, Nr. 1, S. 1–6, 2005.
- [44] N. Goetze, W. Sobek, F. Tarazi und C. Brensing, „Maritime Museum, Lingang New City, China“, *Steel Construction*, Jg. 3, Nr. 2, S. 120–124, 2010, doi: 10.1002/stco.201010016.
- [45] M. Schlaich, Y. Liu und B. Zwingmann, „Ringseildächer mit CFK-Zugelementen“, *Bautechnik*, Jg. 91, Nr. 10, S. 728–741, 2014, doi: 10.1002/bate.201400031.
- [46] J. Mühlberger, „Öffnungsbereiche der Seilnetzfassade des Basketballstadions in Dongguan“, Persönliche Mitteilung, Nov. 2017.
- [47] S. Pliening, J. Mühlberger und W. Chen, „Basketballhalle Dongguan“, *Stahlbau*, Jg. 83, Nr. 8, S. 575–581, 2014, doi: 10.1002/stab.201410183.
- [48] L. Blandini, T. Winterstetter und W. Sobek, „Die Sonderfassaden des Doha Convention Centers, Qatar“, *Stahlbau*, Jg. 84, S1, S. 111–118, 2015, doi: 10.1002/stab.201590069.
- [49] S. Pałkowski, *Statik der Seilkonstruktionen: Theorie und Zahlenbeispiele*. Berlin, Heidelberg: Springer, 1990.
- [50] C. Petersen, *Stahlbau*. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2013.
- [51] K. Feyrer, *Wire ropes: Tension, endurance, reliability ; 51 tables*, 2. Aufl. Heidelberg: Springer, 2015.
- [52] K. Meskouris, C. Butenweg, E. Hake und S. Holler, *Baustatik in Beispielen*. Berlin, Heidelberg: Springer, 2012.
- [53] C. Petersen, *Dynamik der Baukonstruktionen*. Braunschweig: Vieweg, 1996.
- [54] P. Krishna, *Cable suspended roofs*. New York: McGraw-Hill, 1978.
- [55] Pfeifer Seil- und Hebeteknik GmbH, „Broschüre PFEIFER-Zugglieder“.
- [56] K. Kleinhans, *Seilkonstruktionen - Beitrag zur Berechnung von Seilen und Seilnetzen mit Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung und elastisch nachgiebiger Lagerung*, 1. Aufl. Düsseldorf: Werner, 1974.
- [57] J. H. Argyris und D. W. Scharpf, *Berechnung vorgespannter Netzwerke*. Stuttgart: Inst. für Statik u. Dynamik d. Luft- u. Raumfahrtkonstruktionen, 1970.
- [58] R. Feng, L. Zhang, Y. Wu und S. Shen, „Dynamic performance of cable net facades“, *JOURNAL OF CONSTRUCTIONAL STEEL RESEARCH*, Jg. 65, Nr. 12, S. 2217–2227, 2009, doi: 10.1016/j.jcsr.2009.06.020.
- [59] W. Lili, S. Yongjiu und W. Yuanqing, „Wind-Induced Response Characteristics of Monolayer Cable Net“, *Journal of Engineering Mechanics*, Jg. 136, Nr. 3, S. 311–321, 2010, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2010)136:3(311).
- [60] R. Feng, Y. Wu und S. Shen, „Working mechanism of single-layer cable net supported glass curtain walls“, *ADVANCES IN STRUCTURAL ENGINEERING*, Jg. 10, Nr. 2, S. 183–195, 2007, doi: 10.1260/136943307780429734.
- [61] R. Feng, J. Ye, Y. Wu und S. Shen, „Nonlinear wind-resistant design method for cable net facades“, *INTERNATIONAL JOURNAL OF STRUCTURAL STABILITY AND DYNAMICS*, Jg. 11, Nr. 6, S. 1163–1177, 2011, doi: 10.1142/S0219455411004518.
- [62] R. Feng, J. Ye, Y. Wu und S. Shen, „Mechanical Behavior of Glass Panels Supported by Clamping Joints in Cable Net Facades“, *INTERNATIONAL JOURNAL OF STEEL STRUCTURES*, Jg. 12, Nr. 1, S. 15–24, 2012, doi: 10.1007/s13296-012-1002-5.

- [63] R. Feng, J. Ye, Y. Wu und S. Shen, „Nonlinear response spectra of cable net facades“, *SOIL DYNAMICS AND EARTHQUAKE ENGINEERING*, Jg. 32, Nr. 1, S. 71–86, 2012, doi: 10.1016/j.soildyn.2011.08.006.
- [64] F. Wellershoff, N. Gebbeken, M. Teich und G. Nehring, „Konstruktion und Berechnung von explosionshemmenden Seilnetzfassaden“, *Stahlbau*, Jg. 81, Nr. 1, S. 13–25, 2012, doi: 10.1002/stab.201201501.
- [65] C. Amadio und C. Bedon, „Dynamic Response of Cable-Supported Façades Subjected to High-Level Air Blast Loads: Numerical Simulations and Mitigation Techniques“, *Modelling and Simulation in Engineering*, Jg. 2012, Nr. 3, S. 1–13, 2012, doi: 10.1155/2012/863235.
- [66] C. Amadio und C. Bedon, „Multiple Dissipative Devices for Blast-Resisting Cable-Supported Glazing Façades“, *Modelling and Simulation in Engineering*, Jg. 2013, S. 1–13, 2013, doi: 10.1155/2013/964910.
- [67] C. Amadio und C. Bedon, „FE assessment of dissipative devices for the blast mitigation of glazing façades supported by prestressed cables“, *Structural Engineering and Mechanics*, Jg. 51, Nr. 1, S. 141–162, 2014, doi: 10.12989/sem.2014.51.1.141.
- [68] C. Bedon und C. Amadio, „Exploratory numerical analysis of two-way straight cable-net façades subjected to air blast loads“, *Engineering Structures*, Jg. 79, S. 276–289, 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.08.023.
- [69] W. Zuk, „The past and the future of active structural control systems“ in *Structural control: Proceedings of the International IUTAM Symposium on Structural Control held at the University of Waterloo, Ontario, Canada, June 4 - 7, 1979*, H. Leipholz, Hg., Amsterdam: North-Holland Publ, 1980, S. 779–794.
- [70] T. T. Soong, *Active structural control: Theory and practice*. Burnt Mill, Harlow: Longman Scientific & Technical, 1990.
- [71] J. T. Yao, „Concept of Structural Control“, *Journal of the Structural Division*, Jg. 98, Nr. 7, S. 1567–1574, 1972.
- [72] William Zuk, „Kinetic structures“, *civil engineering*, Jg. 38, Nr. 12, 62–64., 1968.
- [73] W. Sobek, W. Haase und P. Teuffel, „Adaptive Systeme“, *Stahlbau*, Jg. 69, Nr. 7, S. 544–555, 2000, doi: 10.1002/stab.200001870.
- [74] S. Neuhäuser, W. Haase, M. Weickgenannt und O. Sawodny, „Adaptive Tragwerke – Aktuelle Forschungen im Ultraleichtbau“, *Stahlbau*, Jg. 82, Nr. 6, S. 428–437, 2013, doi: 10.1002/stab.201310057.
- [75] G. W. Housner *et al.*, „Structural Control: Past, Present, and Future“, *Journal of Engineering Mechanics*, Jg. 123, Nr. 9, S. 897–971, 1997, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:9(897).
- [76] G. Hirsch, „Adaptronics in Civil Engineering Structures“ in *Adaptronics and Smart Structures*, H. Janocha, Hg., Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2007, S. 428–443.
- [77] B. F. Spencer und S. Nagarajaiah, „State of the Art of Structural Control“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 129, Nr. 7, S. 845–856, 2003, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:7(845).
- [78] J. N. Yang und F. Giannopolou, „Active control and stability of cable-stayed bridge“, *JOURNAL OF THE ENGINEERING MECHANICS DIVISION-ASCE*, Jg. 105, Nr. 4, S. 677–694, 1979.
- [79] Y. Fujino, P. Warnitchai und B. M. Pacheco, „Active Stiffness Control of Cable Vibration“, *J. Appl. Mech*, Jg. 60, Nr. 4, S. 948–953, 1993, doi: 10.1115/1.2901006.

- [80] T. Susumpow und Y. Fujino, „Active Control of Multimodal Cable Vibrations by Axial Support Motion“, *Journal of Engineering Mechanics*, Jg. 121, Nr. 9, S. 964, 1995.
- [81] Y. Achkire und A. Preumont, „Active tendon control of cable-stayed bridges“, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Jg. 25, Nr. 6, S. 585–597, 1996, doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199606)25:6<585::AID-EQE570>3.0.CO;2-I.
- [82] J. A. Main und N. P. Jones, „Evaluation of Viscous Dampers for Stay-Cable Vibration Mitigation“, *Journal of Bridge Engineering*, Jg. 6, Nr. 6, S. 385–397, 2001, doi: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:6(385).
- [83] Z. Q. Chen *et al.*, „MR damping system for mitigating wind-rain induced vibration on Dongting Lake Cable-Stayed Bridge“ (English), *WIND AND STRUCTURES*, Jg. 7, Nr. 5, S. 293–304, 2004, doi: 10.12989/was.2004.7.5.293.
- [84] L. Chen, L. Sun und S. Nagarajaiah, „Cable vibration control with both lateral and rotational dampers attached at an intermediate location“, *Journal of Sound and Vibration*, Jg. 377, S. 38–57, 2016, doi: 10.1016/j.jsv.2016.04.028.
- [85] P. Huang, X. Wang, Q. Wen, W. Wang und H. Sun, „Active Control of Stay Cable Vibration Using a Giant Magnetostrictive Actuator“, *J. Aerosp. Eng.*, Jg. 31, Nr. 5, S. 4018074, 2018, doi: 10.1061/(ASCE)AS.1943-5525.0000905.
- [86] T. T. Soong und G. D. Manolis, „Active Structures“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 113, Nr. 11, S. 2290–2302, 1987, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:11(2290).
- [87] T. T. Soong, A. M. Reinhorn, Y. P. Wang und R. C. Lin, „Full-Scale Implementation of Active Control. I: Design and Simulation“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 117, Nr. 11, S. 3516–3536, 1991, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:11(3516).
- [88] M. A. Reinhorn, T. T. Soong, A. M. Riley, C. R. Lin, S. Aizawa und M. Higashino, „Full-Scale Implementation of Active Control. II: Installation and Performance“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 119, Nr. 6, S. 1935–1960, 1993, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:6(1935).
- [89] F. A. dos Santos, P. F. Goncalves, C. Cismasiu und M. Gamboa-Marrufo, „Smart glass facade subjected to wind loadings“, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, Jg. 167, Nr. 12, S. 743–752, 2014, doi: 10.1680/stbu.13.00011.
- [90] F. A. dos Santos, C. Cismasiu und C. Bedon, „Smart glazed cable facade subjected to a blast loading“, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, Jg. 169, Nr. 3, S. 223–232, 2016, doi: 10.1680/jstbu.14.00057.
- [91] U. R. Kirsch und F. Moses, „Optimization of structures with control forces and displacements“, *Engineering Optimization*, Jg. 3, Nr. 1, S. 37–44, 1977, doi: 10.1080/03052157708902375.
- [92] H. Domke, Hg., *Neue Moeglichkeiten in der konstruktiven Gestaltung von Bauwerken*. Westdt.Verlag: Westdt.Verlag, 1984.
- [93] H. Domke, *Aktive Tragwerke*. Opladen: Westdt. Verl, 1992.
- [94] B. Adam und I. F. C. Smith, „Tensegrity Active Control: Multiobjective Approach“, *Journal of Computing in Civil Engineering*, Jg. 21, Nr. 1, S. 3–10, 2007.
- [95] J. Averseng und B. Crosnier, „Static and dynamic robust control of tensegrity systems“, *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures*, Jg. 45, Nr. 3, 169–174, 2004.
- [96] S. Kmet und P. Platko, „Adaptive Tensegrity Module. I: Closed-Form and Finite-Element Analyses“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 140, Nr. 9, 2014, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000957.

- [97] S. Kmet und P. Platko, „Adaptive Tensegrity Module. II: Tests and Comparison of Results“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 140, Nr. 9, 2014, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000958.
- [98] G. Senatore, P. Duffour, S. Hanna, P. Winslow und C. Wise, „Designing adaptive structures for whole life energy savings“ in *Research and applications in structural engineering, mechanics and computation*, A. Zingoni, Hg., Boca Raton, FL: CRC Press, 2013, S. 2105–2110, doi: 10.1201/b15963-380.
- [99] G. Senatore, P. Duffour und P. Winslow, „Exploring the application domain of adaptive structures“, *Engineering Structures*, Jg. 167, S. 608–628, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.03.057.
- [100] G. Senatore, P. Duffour und P. Winslow, „Energy and Cost Assessment of Adaptive Structures: Case Studies“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 144, Nr. 8, 04018107-1 - 04018107-23, 2018, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002075.
- [101] G. Senatore, P. Duffour, P. Winslow und C. Wise, „Shape control and whole-life energy assessment of an ‘infinitely stiff’ prototype adaptive structure“, *Smart Materials and Structures*, Jg. 27, Nr. 1, S. 15022, 2018.
- [102] J. Schneider, *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure*, 2. Aufl. Zürich: vdf Hochschul-Verl. an der ETH, 1996.
- [103] W. Sobek *et al.*, „Sicherheitsuntersuchungen eines adaptiven Schalentragswerks: Teil 1: Grundlagen und Theorie der angewandten Methoden“, *Stahlbau*, Jg. 85, Nr. 3, S. 195–199, 2016, doi: 10.1002/stab.201610368.
- [104] L. Fischer, *Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen: ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten*. Berlin: Ernst, 2001.
- [105] F. Breinlinger und W. Jäger, *Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit - Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen*. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2015.
- [106] A. del Grosso, „Safety concepts and safety measures in smart civil structures“ in *Structural Control - Proceedings Of The First European Conference*, A. Baratta, J. Rodellar und (Keine Angabe), Hg., World Scientific Publishing Company, 1997, S. 214–222.
- [107] W. Sobek *et al.*, „Sicherheitsuntersuchungen eines adaptiven Schalentragswerks: Teil 2: Anwendung der Fehlerbaumanalyse sowie der Fehlermöglichkeits und -einflussanalyse“, *Stahlbau*, Jg. 85, Nr. 6, S. 380–386, 2016, doi: 10.1002/stab.201610383.
- [108] C. Schittich, Hg., *Glasbau-Atlas*. München: Institut für Internationale Architektur-Dokumentation, 2006.
- [109] N. Klußmann und A. Malik, *Lexikon der Luftfahrt*, 3. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2012.
- [110] J. Wiedemann, *Leichtbau: Elemente und Konstruktion*, 3. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2007.
- [111] W. Sobek, „Adaptive Gebäude - (R)Evolution durch Anpassung“ in *Ingenieurbaupraktik 2018 - Made in Germany*, Bundesingenieurkammer, Hg., Berlin: Ernst und Sohn, 2017, S. 144–151.
- [112] C. Flaig, W. Haase und W. Sobek, „Manipulation von Spannungs- und Verformungsfeldern für statische und dynamische Beanspruchungen (Teilprojekt B2)“ in *Hybride Intelligente Konstruktionselemente (HIKE): Abschlusskolloquium der DFG-Forschergruppe 981*, H. Binz, Hg., Stuttgart, 2015, S. 27–30.

- [113] W. Klöpffer und B. Grahl, *Ökobilanz (LCA): Ein Leitfaden für Ausbildung und Beruf*. Weinheim: WILEY-VCH, 2012.
- [114] J. A. Zuranski, *Windbelastung von Bauwerken und Konstruktionen*, 1. Aufl. Köln-Braunsfeld: Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, 1969.
- [115] A. Bachmann, „Ein wirklichkeitsnaher Ansatz der böenerregten Windlasten auf Hochhäuser in Frankfurt, Main“. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2004.
- [116] H. Ruscheweyh, *Dynamische Windwirkung an Bauwerken: Praktische Anwendungen*, 1. Aufl. Wiesbaden, Berlin: Bauverl., 1982.
- [117] H. Herwig und B. Schmandt, *Strömungsmechanik: Physik - mathematische Modelle - thermodynamische Aspekte*, 3. Aufl. Berlin: Springer Vieweg, 2015.
- [118] W.-H. Hucho, *Aerodynamik der stumpfen Körper*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 2012.
- [119] G. H. Fichtl und G. E. McVehil, „Longitudinal and lateral spectra of turbulence in the atmospheric boundary layer“, National Aeronautics and Space Administration, Washington D.C., NASA Technical Note D-5584, 1970. [Online]. Verfügbar unter: <http://ntrs.nasa.gov/archive/nasa/casi.ntrs.nasa.gov/19700009967.pdf>. Zugriff am: 28. April 2016.
- [120] I. van der Hoven, „Power spectrum of horizontal wind speed in the frequency range from 0.0007 to 900 cycles per hour“, *Journal of Meteorology*, Jg. 14, Nr. 2, S. 160–164, 1957, doi: 10.1175/1520-0469(1957)014<0160:PSOHWS>2.0.CO;2.
- [121] A. Bachmann und C.-A. Graubner, „Böenerregte Windeinwirkungen auf Hochhäuser - Das Spektralverfahren und seine Umsetzung in Windlastnormen“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Jg. 97, Nr. 8, S. 393–401, 2002, doi: 10.1002/best.200201830.
- [122] *DIN EN 1991-1-4/NA: 2010-12-00 - Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*.
- [123] A. G. Davenport, „The application of statistical concepts to the wind loading of structures“ in *Proceedings of the Institution of civil engineers*, 1961, S. 449–472.
- [124] *DIN EN 1991-1-4: 2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke –Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen –Windlasten*.
- [125] G. I. Taylor, „The Spectrum of Turbulence“, *Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, Jg. 164, Nr. 919, S. 476–490, 1938, doi: 10.1098/rspa.1938.0032.
- [126] J. Vellozzi und E. Cohen, „Dynamic Response of Tall Flexible Structures to Wind Loading“ in *Building Science Series, BSS 30, Technical Meeting Concerning Wind Loads on Buildings and Structures*, National Bureau of Standards, Hg., Washington D.C., 1970, S. 115–128.
- [127] C. S. Dust, „Wind speeds over short periods of time“, *Meteorological Magazine*, Nr. 89, S. 181–186, 1960. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.depts.ttu.edu/nwi/Pubs/ReportsJournals/ReportsJournals/Windspeeds.pdf>
- [128] E. Simiu und R. H. Scanlan, *Wind effects on structures: An introduction to wind engineering*, 2. Aufl. New York: Wiley, 1986.
- [129] H. Ruscheweyh, *Dynamische Windwirkung an Bauwerken: Grundlagen Anwendungen*, 1. Aufl. Wiesbaden, Berlin: Bauverl., 1982.
- [130] Mauro Overend, Kenneth Zammit, David Hargreaves, „Applications of computational wind engineering in the design of glass façades“, *GLASS PERFORMANCE DAYS 2007*, 2007. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.gft.eng.cam.ac.uk/media/kz/gpd07-overend.pdf>

- [131] C.-D. Schönwiese, *Praktische Statistik für Meteorologen und Geowissenschaftler*. Stuttgart: Borntraeger, 2013.
- [132] C. Dyrbye und S. O. Hansen, *Wind loads on structures*. Chichester [u.a.]: Wiley, 1997.
- [133] I. N. Bronštejn, K. A. Semendjaev, G. Musiol und H. Mühlig, *Taschenbuch der Mathematik*, 9. Aufl. Haan-Gruiten: Europa-Lehrmittel, 2013.
- [134] J. D. Holmes, *Wind loading of structures*. London: Spon Press, 2001.
- [135] K. Zammit, „Wind Loading on Glass Façades“. Dissertation, University of Cambridge, 2016.
- [136] A. Peña *et al.*, „Remote Sensing for Wind Energy“, DTU Wind Energy, Roskilde, Dänemark, DTU Wind Energy-E-Report-0029(EN), Juni 2013. [Online]. Verfügbar unter: http://orbit.dtu.dk/files/55501125/Remote_Sensing_for_Wind_Energy.pdf. Zugriff am: 29. Juni 2016.
- [137] D. Schlipf, „Lidar-assisted control concepts for wind turbines“. Dissertation, Institut für Flugzeugbau, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2016. [Online]. Verfügbar unter: <http://dx.doi.org/10.18419/opus-8796>
- [138] *DIN EN 1998-1:2010-12 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*.
- [139] MathWorks, *Optimization Toolbox™ User's Guide*. Release 2015b.
- [140] DIBt, *Europäische Technische Zulassung ETA-11/0160 PFEIFER Seil-Zugglied*. Verfügbar unter: <http://www.pfeifer.de/seilbau/download/zulassungen/?dlid=6760>.
- [141] *DIN EN 1993-1-1:2010-12 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.
- [142] L. Harzheim, *Strukturoptimierung: Grundlagen und Anwendungen*, 1. Aufl. Frankfurt am Main: Deutsch, 2008.
- [143] C. Flaig, W. Sobek, M. Heidingsfeld und O. Sawodny, „Prototyp einer adaptiven, vertikal vorgespannten Seilfassade“, *ce/papers*, Jg. 1, Nr. 1, S. 216–225, 2017, doi: 10.1002/cepa.22.
- [144] M. Heidingsfeld, „Modellierung, Systemanalyse und Regelung adaptiver Tragwerke am Beispiel von Seilfassaden: Berichte aus dem Institut für Systemdynamik, Universität Stuttgart ; Band 42“. Dissertation, Universität Stuttgart, 2018.
- [145] *DIN EN 572-1:2016-06: Glas im Bauwesen - Basiserzeugnisse aus Kalk-Natronsilicatglas - Teil 1: Definitionen und allgemeine physikalische und mechanische Eigenschaften*.
- [146] B. Beer, „Glazed cable façades and special structures – Focus on complex geometries and warping deflections of insulating glass units“, GLASS PERFORMANCE DAYS 2009.
- [147] *DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.
- [148] *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.
- [149] *DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*.
- [150] *DIN EN 1990/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*.
- [151] *DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen*.

- [152] *DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen.*
- [153] *Klimadaten Deutschland.* [Online]. Verfügbar unter: <https://www.dwd.de/DE/leistungen/klimadatendeutschland/klimadatendeutschland.htm> (Zugriff am: 15. August 2016).
- [154] H. Binz, Hg., „Hybride Intelligente Konstruktionselemente (HIKE): Abschlusskolloquium der DFG-Forschergruppe 981“, Institut für Konstruktionstechnik und Technisches Design, Stuttgart 643, 10. Nov. 2015.
- [155] *DIN EN 15978:2012-10: Nachhaltigkeit von Bauwerken - Bewertung der umweltbezogenen Qualität von Gebäuden - Berechnungsmethode.*
- [156] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit, *ÖKOBAUDAT.* Verfügbar unter: <https://www.oekobaudat.de/>. Zugriff am: 20. Januar 2019.
- [157] *DIN EN ISO 14040:2006: Umweltmanagement - Ökobilanz - Grundsätze und Rahmenbedingungen*, 1. Aufl. Berlin: Beuth Verlag, 1997.
- [158] *DIN EN ISO 14044:2006: Umweltmanagement - Ökobilanz - Anforderungen und Anleitungen.*
- [159] *Wetter und Klima - Deutscher Wetterdienst - Leistungen - Informationen zu den Tages- und Monatswerten.* [Online]. Verfügbar unter: https://www.dwd.de/DE/leistungen/klimadatendeutschland/beschreibung_tagesmonatswerte.html?nn=16102&lsbld=343278 (Zugriff am: 23. Juni 2018).
- [160] *Wetter und Klima - Deutscher Wetterdienst - Leistungen - Weiterführende Informationen zu den Klimadaten - Stundenwerte.* [Online]. Verfügbar unter: https://www.dwd.de/DE/leistungen/klimadatendeutschland/beschreibung_stundenwerte.html (Zugriff am: 23. Juni 2018).
- [161] C.-D. Schönwiese, *Praktische Statistik für Meteorologen und Geowissenschaftler*, 5. Aufl. Stuttgart: Borntraeger, 2013.
- [162] *SJ Mepla: Software für den konstruktiven Glasbau, finite Elemente Methode, Statiken, Punkthalter, Verbundglas, Isolierglas, Pendelschlag.* [Online]. Verfügbar unter: https://www.mepla.net/de/sj_mepla_de
- [163] B. Weller, F. Nicklisch und T. Weimar, *Glasbau-Praxis: Bemessung und Konstruktion: Band 2: Beispiele nach DIN 18008*, 3. Aufl. Berlin, Wien, Zürich: Beuth, 2013.
- [164] *DIN 18008-1:2010-12: Glas im Bauwesen - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Teil 1: Begriffe und allgemeine Grundlagen.*
- [165] *DIN 18008-3:2013-7: Glas im Bauwesen - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Teil 3: Punktförmig gelagerte Verglasungen.*

Bezeichnungen und Symbole

zu Kapitel 2.2.1:

A	Querschnittsfläche
A_m	metallische Seilquerschnittsfläche
d_s	Seildurchmesser
E_Q	Verformungsmodul
EI	Biegesteifigkeit
$f_{\text{Füll}}$	Füllfaktor

zu Kapitel 2.2.2:

α_T	Wärmeausdehnungskoeffizient
ε_s	Seildehnung
f	Durchhang
f_h	horizontale Verformung
l	Länge eines Seilelements
k	Gesamtsteifigkeit
k_e	elastische Steifigkeit
k_g	geometrische Steifigkeit
s_0	Länge des Seils im Ausgangszustand
s	Länge des Seils im Endzustand
Δs_{Elast}	elastische Längenänderung des Seils
Δs_{Temp}	Längenänderung infolge Temperatur
Δs_V	Längenänderung infolge Vorspannung
S	Seilkraft
S_V	Vorspannkraft
ΔT	Temperaturdifferenz
$y(x)$	Seillinie
y'	1. Ableitung der Seillinie $y(x)$

zu Kapitel 2.2.3:

d	viskoses Dämpfungsmaß
f	Frequenz
$F(t)$	Schwingungsanregung
m	Masse

zu Kapitel 4.2:

α	Profilexponent
ρ	Luftdichte
c_{pe}	aerodynamischer Druckbeiwert
$f_{B\ddot{o}}$	Böenfaktor
I_i	Turbulenzintensität der Schwankungskomponente
K	Widerstandskoeffizient

q_s	Staudruck
q_b	Basiswindgeschwindigkeitsdruck
q_p	Böenwindgeschwindigkeitsdruck
$S_{i,i}$	Spektrale Dichte
$v(z)$	Windgeschwindigkeit in der Höhe z , unabhängig vom Mittelungswert
$v_3(z)$	Böenwindgeschwindigkeit in der Höhe z , Mittelungsintervall 3-sec.
$v_{600}(z)$	mittlere Windgeschwindigkeit in Höhe z , Mittelungsintervall 10-Min. (600 sec)
$v_{3600}(z)$	mittlere Windgeschwindigkeit in Höhe z , Mittelungsintervall 1-h. (3600 sec.)
v_b	Basiswindgeschwindigkeit in 10 m ü. Grund gemäß [122, 124]
v_G	Geschwindigkeit des Gradientenwinds
v_p	Böenwindgeschwindigkeit in 10 m ü. Grund gemäß [122, 124]
$V(t)$	Momentane Windgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t
\bar{V}	quasi-ständiger Anteil der momentanen Windgeschwindigkeit (Mittelwert, gemittelt auf ein bestimmtes Intervall)
$V'(t)$	turbulenter Anteil der momentanen Windgeschwindigkeit
u'	longitudinale Komponente des turbulenten Anteils der Windgeschwindigkeit
v'	laterale Komponente des turbulenten Anteils der Windgeschwindigkeit
w'	vertikal Komponente des turbulenten Anteils der Windgeschwindigkeit
w	resultierende Windkraft
z	Höhe über Grund
z_G	Höhe in der Gradientenwind strömt

zu Kapitel 4.3:

α	Skalierungsparameter
β	Formparameter
μ	Lageparameter
σ^2	Varianz
τ	Zeitinkrement
$f(x)$	Dichtefunktion
$F(x)$	Verteilungsfunktion
i	Rang des Sturms
$i(t)$	Funktion des Schwankungsanteils der Windgeschwindigkeit
k	Beobachtungszeitraum in Jahren
$L_{u,u}$	Integrallängenmaß in longitudinal Richtung
m	Anzahl der Zeitschritte
n	Anzahl der Daten in der Zeitreihe
N	Anzahl der Stürme
r	Korrelationskoeffizient
P_i	Nicht-Überschreitenswahrscheinlichkeit
$R_{(i,i)}(\tau)$	Autokorrelation in Abhängigkeit der Zeit
$R_{(i,i)}(x)$	Autokorrelation in Abhängigkeit des Orts
t_i	Zeitordinate
$T_{u,u}$	Integralzeitmaß in longitudinal Richtung
$S(f_k)$	Energiedichte
x, y, z	Ortskoordinaten

zu Kapitel 5.2:

$f_{1,j}$	Verformung eines Seilknotens, der über ein Koppелеlement an die Glasscheibe angeschlossen ist
n_E	Anzahl der Seilelemente
n_K	Anzahl der Seilknoten, die über Koppелеlemente an die Glasscheiben angeschlossen sind
S_i	Seilkraft eines Seilelements
x_i	Designvariable

zu Kapitel 7:

$\sigma_{Glas,1,max}$	max. Hauptzugspannung der Glasscheiben
$a_{erf.}$	erforderliche Biegebewehrung in Haupttragrichtung
$a_{vorh.}$	vorhandene Biegebewehrung in Haupttragrichtung
a_i	Abstand der vorderen zu den hinteren Seilen
F_{max}	maximale Strebenkraft
h	Höhe Fassade
l	Länge Fassade
l_A	Kragarmlänge Stahlbetonplatte
h_A	Höhe Stahlbetonplatte
t_G	Glasscheibendicke
$Z_{R,d}$	Grenzzugkraft des Seilquerschnitts

Akronyme

DWD	Deutscher Wetterdienst
ESG	Einscheibensicherheitsglas
FEM	Finite-Elemente-Methode
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
VSG	Verbundsicherheitsglas

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Terminologie verschiedener Fassadentragsysteme in Abhängigkeit des Lastabtrags, a) seilverspannte Systeme nach [10], b) vorgespannte Seilsystem, c) ebenes vorgespanntes Seilnetz, d) doppeltgekrümmtes vorgespanntes Seilnetz.....	5
Abbildung 2: Fassadensystem mit Seilpaaren.....	6
Abbildung 3: Grab von Khaemwaset, Werkzeuge zur Seilherstellung [13, S. 79].....	7
Abbildung 4: Kristallpalast von Joseph Paxton im Hyde Park, oben und unten links: Außenansicht, unten rechts: Innenansicht [23, S. 78]	9
Abbildung 5: Querschnitt des ersten Drahtseils nach [24].....	10
Abbildung 6: Brooklyn Bridge in New York 1893.....	11
Abbildung 7: Raleigh Arena, links: Außenansicht, rechts: Innenansicht ohne Dacheindeckung © North Carolina State Archives.....	11
Abbildung 8: Deutscher Pavillon der Expo in Montreal 1967 (Quelle: ILEK, Bildarchiv)	12
Abbildung 9: Sainsbury Center in Norwich UK, links: Außenansicht, rechts: Innenansicht mit Blick auf Glasschwerter © Fotografien: Ken Kirkwood, Foster and Partner	13
Abbildung 10: Entwurfskonzept des Sainsbury Centers ©Norman Foster, Foster and Partner	13
Abbildung 11: Gewächshäuser von La Villette, links: Außenansicht, rechts: Innenansicht © RFR.....	14
Abbildung 12: Horizontales Aussteifungssystem der Glasscheiben [16]	14
Abbildung 13: Befestigungssysteme einer Glastafel mit Beanspruchungsrichtung der einzelnen Anbindungspunkte [16]	15
Abbildung 14: Schmetterlingsknoten © FRF	16
Abbildung 15: links: Hotel Kempinski am Flughafen in München, rechts: Glasklemmhalter © sbp [36, S. 975].....	16
Abbildung 16: links: verglastes Seilnetz der Verbindungspromenade der Rhön-Klinik in Bad Neustadt, Mitte: Überlappung des Glasschindelsystems, rechts: Detailansicht der Glasschindeln ©Werner Sobek	17
Abbildung 17: links: Glasfassade am Sony Center in Berlin, rechts oben: Detail der oberen Lagerung, rechts unten: Detail des Fußpunktes ©HG Esch, Hennef / Architekt: Helmut Jahn / Ingenieur: Werner Sobek.....	18
Abbildung 18: Zentraleingangsbereich der Universität Bremen, links: Gesamtansicht, rechts: Detail der Seilfußpunkte © Fotografien: Andreas Keller / Architekt: Jahn Störmer / Ingenieur: Werner Sobek.....	19
Abbildung 19: Zentraleingangsbereich der Universität Bremen, links: Außenansicht der Eckausbildung, rechts: Innenansicht der Eckausbildung © Fotografien: Andreas Keller / Architekt: Jahn Störmer / Ingenieur: Werner Sobek	19
Abbildung 20: Eingangslobby der Konzernzentrale der Bayer AG in Leverkusen © Fotografien: Andreas Keller / Architekt: Helmut Jahn / Ingenieur: Werner Sobek.....	20

Abbildung 21: links: Eckbereich mit Hebelmechanismus der Eingangslobby der Konzernzentrale der Bayer AG in Leverkusen © Fotografien: Andreas Keller / Architekt: Helmut Jahn / Ingenieur: Werner Sobek, rechts: schematische Darstellung der Eckausbildung nach [43, S. 5]	21
Abbildung 22: Anordnung der Doppelseile – Horizontalschnitt Anschluss Glas an Seil links: getrennter Lastabtrag, rechts: kombinierter Lastabtrag	21
Abbildung 23: O'Hare in Chicago © Rainer Viertlböck.....	22
Abbildung 24: Lufthansa Verwaltungsgebäude in Frankfurt am Main © Fotografien: HG Esch, Hennef / Architekt: Christoph Ingenhoven / Ingenieur: Werner Sobek	22
Abbildung 25: Seilfassade der Wintergärten des Lufthansaverwaltungsgebäudes © Fotografien: HG Esch, Hennef / Architekt: Christoph Ingenhoven / Ingenieur: Werner Sobek	23
Abbildung 26: Innenansicht der großen Halle des Maritime Museums in Lingang, China © Fotografien: HG Esch, Hennef / Architekt: gmp / Ingenieur: Werner Sobek	24
Abbildung 27: Prototyp des Ringseildachs der TU Berlin [45]	24
Abbildung 28: Basketballhalle von Dongguan, oben: Außenansicht des Gebäudes, unten links: Innenansicht auf die Fassade und einen Eingangsbereich, unten rechts: Fassadenausschnitt © Fotografien: Christian Gahl / Architekten: gmp / Ingenieure: sbp	25
Abbildung 29: links: Südfassade des Convention Centers in Qatar, rechts: Bewegungsfuge mit „Bow-String-Columns“ © Fotografien: HG Esch, Hennef / Architekt: Helmut Jahn / Ingenieure: Werner Sobek	26
Abbildung 30: Entstehungsprozess der Hauptkomponenten Glas und Seil und der historische Entwicklungsprozess von Seilfassaden.....	28
Abbildung 31: Seilquerschnitte von Spiralseilen nach [55]	30
Abbildung 32: Schematische Darstellung eines Spannungs-Dehnungs-Diagramms eines Drahtes und eines Spiralseils nach [50, 55]	31
Abbildung 33: Seil mit Belastung nach [49]	32
Abbildung 34: Einfreiheitsgrad-Schwinger mit kinematisch-nichtlinearer Rückstellkraft nach [53]	34
Abbildung 35: Geschlossener Regelkreis eines adaptiven Systems aus [7] nach [71]	36
Abbildung 36: Konzept der Verformungskontrolle von Hochhäusern nach [72]	37
Abbildung 37: Schematische Darstellung der Positionen von Schwingungsdämpfern bei Schrägseil-brücken	37
Abbildung 38: Versuchsgebäude in Japan mit aktiven Diagonalverbänden zur Schwingungs-dämpfung nach [88]	38
Abbildung 39: Seilverspannte Glasfassade mit Verformungskontrolle nach [89].....	39
Abbildung 40: Lebenszyklus eines Bauwerks nach [113]	42
Abbildung 41: Schematische Darstellung der laminaren und turbulenten Strömung nach [118]	44
Abbildung 42: Komponenten des Windvektors nach [115, 119].....	44
Abbildung 43: Aufzeichnung eines Windschreibers nach [53].....	45
Abbildung 44: Windenergiespektrum nach [120] aus [118].....	45

Abbildung 45: Schematische Darstellung eines umströmten Prismas (Anströmung parallel zu einer Hauptachse), links: Stromlinien, rechts: Druck- und Sogverteilung nach [114]	46
Abbildung 46: Vertikaler Verlauf der mittleren Windgeschwindigkeit (Stundenmittelwert) bei verschiedenen Geländekategorien nach [123], links: Innenstadt, Mitte: Vorort, rechts: offenes Gelände	47
Abbildung 47: Umrechnung der Stundenmittelwerte aus [128] nach [126]	49
Abbildung 48: Aerodynamische Schwingungsphänomene, oben: in Strömungsrichtung (böeninduziert), unten: senkrecht zur Strömungsrichtung (schematische Darstellung Kámánsche Wirbelstraße, wirbelinduziert)	49
Abbildung 49: Windzonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland [122]	50
Abbildung 50: Weibullverteilung mit verschiedenen Formparametern β : links Dichtefunktionen, rechts Verteilungsfunktionen nach [133]	52
Abbildung 51: Verschiebung der Funktion $i(t)$ um das Zeitinkrement τ nach [129]	55
Abbildung 52: links: Zeitreihe $i(t)$ von Schwankungsanteilen der Windgeschwindigkeit, rechts: Autokorrelationsfunktion $R_{i,i}(\tau)$ der Zeitreihe $i(t)$ nach [129]	56
Abbildung 53: Schematische Darstellung einer Windenergieanlage mit Abtastbereich nach [137]	59
Abbildung 54: Adaptioniskonzept	61
Abbildung 55: Schematische Darstellung des Optimierungsablaufs	63
Abbildung 56: Adaptionismöglichkeiten a) ein vertikal vorgespanntes Einzelseil, zwei vertikal wirkende Aktoren im Auflagerbereich, b) zwei vertikal vorgespannte Seile (Seilpaar) mit vier vertikal wirkenden Aktoren im Auflagerbereich und einer Strebe, als horizontaler Aktor	65
Abbildung 57: System zur Untersuchung des Einflusses der einzelnen Aktorpositionen: a) Grundsystem (passives System), b) Winddruck als Einzellast, c) Windsog als Einzellast, d) Aktorpositionen	66
Abbildung 58: oben: Seilkräfte am verformten System (Verformung mit 5-facher Überhöhung dargestellt) bei Winddruckbeanspruchung, a) Grundsystem mit Einzellast, b) passives System, c) Aktivierung des Aktors des vorderen Seils um $x_1=1\text{mm}$ (Seilverlängerung), d) Aktivierung des Aktors des hinteren Seils um $x_2=1\text{mm}$ (Seilverlängerung), e) Aktivierung des Aktors der Strebe um $x_3=1\text{mm}$ und f) um $x_3=10\text{mm}$ (Strebenverlängerung), unten: tabellarische Zusammenstellung der max. Seilkräfte und max. horizontalen Verformungen des vorderen Seils	69
Abbildung 59: oben: Seilkräfte am verformten System (Verformung mit 5-facher Überhöhung dargestellt) bei Winddruckbeanspruchung, a) Grundsystem mit Einzellast, b) passives System, c) Aktivierung des Aktors des vorderen Seils um $x_1=-1\text{mm}$ (Seilverkürzung), d) Aktivierung des Aktors des hinteren Seils um $x_2=-1\text{mm}$ (Seilverkürzung), e) Aktivierung des Aktors der Strebe um $x_3=-1\text{mm}$ und f) um $x_3=-10\text{mm}$ (Strebenverkürzung), unten: tabellarische Zusammenstellung der max. Seilkräfte und max. horizontalen Verformungen des vorderen Seils	70

Abbildung 60: oben: Seilkräfte am verformten System (Verformung mit 5-facher Überhöhung dargestellt) bei Windsogbeanspruchung, a) Grundsystem mit Einzellast, b) passives System, c) Aktivierung des Aktors des vorderen Seils um $x_1=-1$ mm (Seilverlängerung), d) Aktivierung des Aktors des hinteren Seils um $x_2=-1$ mm (Seilverlängerung), e) Aktivierung des Aktors der Strebe um $x_3=-1$ mm und f) um $x_3=-10$ mm (Strebenverlängerung), unten: tabellarische Zusammenstellung der max. Seilkräfte und max. horizontalen Verformungen des vorderen Seils	71
Abbildung 61: oben: Seilkräfte am verformten System (Verformung mit 5-facher Überhöhung dargestellt) bei Windsogbeanspruchung, a) Grundsystem mit Einzellast, b) passives System, c) Aktivierung des Aktors des vorderen Seils um $x_1=-1$ mm (Seilverkürzung), d) Aktivierung des Aktors des hinteren Seils um $x_2=-1$ mm (Seilverkürzung), e) Aktivierung des Aktors der Strebe um $x_3=-1$ mm und f) um $x_3=-10$ mm (Strebenverkürzung), unten: tabellarische Zusammenstellung der max. Seilkräfte und max. horizontalen Verformungen des vorderen Seils.....	72
Abbildung 62: Adaptionstrategie für adaptive, vertikal vorgespannte Seilfassaden	76
Abbildung 63: Vorderansicht Prototyp © ILEK, Fotografin: Gabrielle Metzger	77
Abbildung 64: Konstruktionszeichnung Prototyp - Vorderansicht.....	78
Abbildung 65: Glasklemmhalter links: Ansicht, rechts: Draufsicht © ILEK, Fotografin: Gabrielle Metzger	79
Abbildung 66: Isometrie des Prototyps mit Nummerierung der Aktoren	80
Abbildung 67: Pneumatischer Zylinder modifiziert mit Scheren © ILEK, Fotografin: Gabrielle Metzger.....	80
Abbildung 68: Bewegungsablauf eines Scherenaktors im eingebauten Zustand	81
Abbildung 69: Belastung der Fassade, links oben: Rahmenkonstruktion mit Gewichten, rechts oben: Scherenaktor mit Seil zur Anbringung der Gewichte, unten: Konstruktionszeichnung mit Position und Wirkungsrichtung der Kraft (Fotos: © ILEK, Fotografin Gabrielle Metzger)	82
Abbildung 70: oben: Aufbau Messeinrichtung, links: Messpunkt, oben Mitte: Laser-Vibrometer, rechts: Gesamtaufbau © ILEK, Fotografin Gabrielle Metzger, unten: Konstruktionszeichnungen, links: Nummerierung der Messpunkte und Höhenpositionen der Laser-Vibrometer, rechts: Glasklemmhalter mit Position Messpunkt	83
Abbildung 71: Isometrie des Simulationsmodells in Ansys mit Detail der Modellierung des Anschlusses der Glasscheiben	84
Abbildung 72: Gebäudekubatur mit Position der Seilfassade.....	92
Abbildung 73: Schematische Darstellung des betrachteten Seilfassadensystems mit Kragarmplatte als Auflagerbereich	93
Abbildung 74: Nummerierung der Aktoren	97
Abbildung 75: Vorgehen Winddatenanalyse.....	99
Abbildung 76: Oben: Bezugshöhe z_e in Abhängigkeit von h und d sowie die Winddruckverteilung für $d < h \leq 2d$ nach [124], unten: Einteilung der Wandflächen bei vertikalen Wänden für $e \geq d$ nach [124]	101
Abbildung 77: Verteilung des Windgeschwindigkeitsdrucks, oben Sog, unten Druck nach [122, 124]	102

Abbildung 78: Vergleich der Seilspannungen bei Windgeschwindigkeit $v_B = 25,2$ m/s – Windsog (Modus B)	109
Abbildung 79: Vergleich der 1. Hauptspannung der Glasscheiben und der Verformungen in 5- facher Überhöhung bei Windgeschwindigkeit $v_B = 25,2$ m/s – Windsog (Modus B) ..	110
Abbildung 80: Vergleich der Seilspannungen bei Windgeschwindigkeit $v_B = 25,2$ m/s - Winddruck (Modus B)	112
Abbildung 81: Vergleich der 1. Hauptspannung der Glasscheiben und der Verformungen in 5-facher Überhöhung bei Windgeschwindigkeit $v_B = 25,2$ m/s – Winddruck (Modus B)	113
Abbildung 82: Vergleich der Seilspannungen bei Windgeschwindigkeit $v_C = 38,9$ m/s – Windsog (Modus C) mit $\gamma_W=1,5$	115
Abbildung 83: Vergleich der 1. Hauptspannung der Glasscheiben und der Verformungen in 5- facher Überhöhung bei Windgeschwindigkeit $v_C = 38,9$ m/s (Modus C) mit $\gamma_W=1,5$..	116
Abbildung 84: Konstruktionszeichnung Prototyp: Querschnitt	129
Abbildung 85: Konstruktionszeichnung Prototyp: Draufsicht.....	130
Abbildung 86: Konstruktionszeichnung Prototyp: obere Befestigungselemente	131
Abbildung 87: oben: Isometrie der Glasscheibe mit Klemmhalter, unten: Ansicht der Vernetzung eines Viertels der Glasscheibe.....	144
Abbildung 88: Vergleich der Hauptspannungen: links: FE-Modell Ansys, rechts: FE-Modell SJ Mepla.....	146

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Entwicklungsschritte von Seilfassaden anhand von realisierten Bauwerken.....	27
Tabelle 2: Geländekategorien und zugehöriger Profilexponent nach [122] für die mittlere Windgeschwindigkeit (Mittelungsintervall 10-Min).....	48
Tabelle 3: Rauigkeitsparameter nach Davenport [123]	58
Tabelle 4: Optimierungsziele	64
Tabelle 5: ANSYS-Elementtypen der einzelnen Bauteile für die Untersuchung der Aktorpositionen	67
Tabelle 6: Materialparameter der einzelnen Bauteile für die Untersuchung der Aktorpositionen	67
Tabelle 7: Stellwege der einzelnen Aktorpositionen	67
Tabelle 8: Parameter für das Simulated-Annealing-Verfahren.....	73
Tabelle 9: Versuchsablauf.....	84
Tabelle 10: Ansys-Elementtypen der einzelnen Bauteile des Prototyps	85
Tabelle 11: Materialparameter des Prototyps	85
Tabelle 12: Horizontale Verformung des passiven Systems (Belastungsszenario 1).....	86
Tabelle 13: Belastete Punkte und Stellwege der Aktoren der verschiedenen Belastungsszenarien.....	86
Tabelle 14: Messergebnisse der horizontalen Verformung der Messpunkte der verschiedenen Belastungsszenarien.....	87
Tabelle 15: Parameter der verwendeten Seilquerschnitte nach [140]	94
Tabelle 16: Geometrische Angaben der Fassadensysteme.....	94
Tabelle 17: Ansys-Elementtypen der Bauteile.....	96
Tabelle 18: Materialeigenschaften der Bauteile	96
Tabelle 19: Einwirkungen mit Teil- und Kombinationsbeiwerten nach [149, 150].....	98
Tabelle 20: aerodynamischer Außendruckbeiwerte für $e \geq d$ nach [122, 124].....	102
Tabelle 21: Windlasten der passiven und aktiven Systeme.....	103
Tabelle 22: Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse der untersuchten Systeme ..	107
Tabelle 23: Vergleich der max. Kräfte, Hauptzugspannungen und Verformungen bei Windsog Modus B.....	108
Tabelle 24: Vergleich der Kräfte, Hauptzugspannungen und Verformungen bei Winddruck Modus B	111
Tabelle 25: Vergleich der Kräfte, Hauptzugspannungen und Verformungen bei Windsog Modus C	114
Tabelle 26: Dokumentationsbereich der Ökobilanz nach [157] und [158]	118
Tabelle 27: Reduktion der Verformungen bezogen auf die Ausgangslage (ohne Belastung) der Glasscheiben	133

Tabelle 28: Zusammenstellung der Validierungsergebnisse (Belastungsszenario 1, 2 und 3).....	134
Tabelle 29: Zusammenstellung der Validierungsergebnisse (Belastungsszenario 4 und 5)	135
Tabelle 30: Beschreibung der verwendeten Tagesdatensätze des Deutschen Wetterdienstes nach [159, 160].....	136
Tabelle 31: Extremwertanalyse der Starkwindereignisse auf Grundlage der Stundenmittelwerte	139
Tabelle 32: Extremwertanalyse der Starkwindereignisse auf Grundlage der Tagesspitzenböen.....	140
Tabelle 33: Parameter der Weibull-Verteilung.....	140
Tabelle 34: 1. Eigenfrequenz der Fassadensysteme	143
Tabelle 35: Materialeigenschaften und Bauteildicken des Glasmodells	145
Tabelle 36: Ansys-Elementtypen des Glasmodells.....	145
Tabelle 37: Auflagerverschiebung normal zur Glasebene.....	147
Tabelle 38: Zusammenfassung der Ergebnisse der Glasbemessung	147
Tabelle 39: Masseströme Fassade F1	148
Tabelle 40: Masseströme Fassade F2.....	149

Diagrammverzeichnis

Diagramm 1: Schematische Darstellung des Spektrums mit Frequenzbandbreite nach [53]	57
Diagramm 2: Sensitivität der Optimierungsvariablen mit dem Optimierungsziel der Reduktion der Seilkräfte (Winddruck = Windsog)	74
Diagramm 3: Sensitivität der Optimierungsvariablen mit dem Optimierungsziel der Reduktion der Verformungen bei Winddruck.....	75
Diagramm 4: Sensitivität der Optimierungsvariablen mit dem Optimierungsziel der Reduktion der Verformungen bei Windsog	75
Diagramm 5: Belastungsszenario 1: Horizontale Verformung.....	88
Diagramm 6: Belastungsszenario 2: Horizontale Verformung.....	88
Diagramm 7: Belastungsszenario 3: Horizontale Verformung.....	89
Diagramm 8: Belastungsszenario 4: Horizontale Verformung.....	89
Diagramm 9: Belastungsszenario 5: Horizontale Verformung.....	89
Diagramm 10: Schematische Darstellung des Kraft-Verformungs-Diagramms der bilinearen Feder-elemente der oberen Auflager des FE-Modells der Seilfassaden.....	95
Diagramm 11: Verteilungsdichtefunktion der Böenwindgeschwindigkeit des Standort Stuttgarts mit den Grenzen der einzelnen Modi und der Böenwindgeschwindigkeit gemäß [122]	100
Diagramm 12: Treibhauspotenzial des gesamtem Lebenszyklus (A1 bis A4, B6, C+D), oben: Fassade F1, unten: Fassade F2.....	119
Diagramm 13: Nicht erneuerbare Energie des gesamtem Lebenszyklus (A1 bis A4, B6, C+D), oben: Fassade F1, unten: Fassade F2	120
Diagramm 14: Treibhauspotenzial der Herstellphase (A1-A3) der Fassadensysteme (ohne Auflagerbereich), oben: Fassade F1, unten: Fassade F2.....	121
Diagramm 15: Nicht erneuerbare Energie der Herstellphase (A1-A3) der Fassadensysteme (ohne Auflagerbereich), oben: Fassade F1, unten: Fassade F2	122
Diagramm 16: Approximation der Gumbel-Verteilung an die Starkwindereignisse der Stundenmittelwerte, links: lineare Auftragung, rechts: doppel-logarithmische Auftragung. 137	
Diagramm 17: Approximation der Gumbel-Verteilung an die Starkwindereignisse der Tagesspitzenwerte, links: lineare Auftragung, rechts: doppel-logarithmische Auftragung . 138	
Diagramm 18: Verteilungsfunktion der Böenwindgeschwindigkeit für den Standort Stuttgart – Flughafen Echterdingen.....	141
Diagramm 19: Approximation der Autokorrelation der 10-Minuten-Intervalle	142
Diagramm 20: Energiespektrum nach Davenport im Frequenzbereich der 1. Eigenfrequenz der Fassadensysteme	143
Diagramm 21: Treibhauspotenzial der Herstellphase (A1-A3) des Gesamtsystems, oben: Fassade F1, unten: Fassade F2	150
Diagramm 22: Nicht erneuerbare Energie der Herstellphase (A1-A3) des Gesamtsystems, oben: Fassade F1, unten: Fassade F2.....	151