

Diploma Thesis

Aircraft hangars in engineered timber construction – Demonstration at Hangar 7 of Vienna Airport

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Flugzeughallen in Ingenieurholzbauweise – Demonstration am Hangar 7 des Flughafens Wien

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bau- und
Umweltingenieurwesen

von

Markus Detter, BSc

Matr.Nr.: 01455858

unter der Anleitung von

Dipl.-Ing. Dr. techn. **Georg Hochreiner**

Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen
Forschungsbereich für Werkstoff- und Struktursimulation (FB 202-02)
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/202, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Juni 2023



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Danksagung

Ich habe mich vor über drei Jahren dazu entschieden, meine fachliche Expertise in Richtung des Holzbaus weiter zu entwickeln und auch meine zukünftige Berufswahl dahingehend zu forcieren. Dieser Entscheidung waren Studienjahre vorangegangen, welche unterschiedliche Fachdisziplinen und ebenso unterschiedliche Eindrücke vermittelt hatten. Schlussendlich hat sich für mich der Holzbau als interessantes und zukunftsweisendes Fach herauskristallisiert. In meinem Leben nahm der Baustoff Holz schon immer eine prägende Rolle ein. Auch deshalb, weil väterlicherseits bereits vier Generationen das Handwerk des Zimmerers nachgegangen sind und ich bereits früh mit dem Baustoff in Berührung kam, sei es beim *Abbinden* oder beim *Zimmersetzen*. Ich durfte meinen Vater oft begleiten und für mich wertvolle Erfahrungen im klassischen zimmermannsmäßigen Holzbau sammeln, welche ich nicht missen möchte.

Ausgehend von diesen handwerklichen Erfahrungen, welche bei mir ein gewisses *Gespür* für den Baustoff Holz entwickelten, war es für mich naheliegend, dieses Gespür auch naturwissenschaftlich und mechanisch zu untermauern. So kontaktierte ich Dr. Georg Hochreiner und besprach mit ihm die Möglichkeit, eine praxisnahe Diplomarbeit im Bereich des *Ingenieurholzbaus* zu schreiben. Auf dieses Erstgespräch folgten bis jetzt unzählige fachliche und durchaus intensive Diskussionen, Einblicke und Sichtweisen, welche für mich eine große Bereicherung darstellen. Dr. Georg Hochreiner fragte mich schlussendlich, ob ich als Tutor für die Lehrveranstaltung *Holzbau* an der TU-Wien arbeiten möchte. Dies nahm ich dankend an und habe diese Aufgabe drei Semester durchgeführt. Parallel dazu entwickelte sich eine weitere Möglichkeit mein Wissen im Holzbau weiter zu vertiefen und so durfte ich am Holzbauskriptum des IMWS mitarbeiten. Ich bedanke mich herzlich bei Dr. Georg Hochreiner für seine Zeit und seine Unterstützung bei meinem Weg in die Welt des *Ingenieurholzbaus*. Ohne die Kenntnis seiner Denkweisen und sein Wissen im Umgang mit FE-Software wäre für mich der Einstieg in den *Ingenieurholzbau* ungleich schwieriger gewesen und der erfolgreiche Abschluss dieser Arbeit ebenso. Weiters danke ich Univ.-Prof. Dr. Josef Füssl für die Möglichkeit am IMWS während des Studiums als Tutor sowie als Mitarbeiter beim Holzbauskriptum tätig zu sein. Ich freue mich auf weitere zahlreiche fachliche Diskussionen mit Dr. Georg Hochreiner und Univ.-Prof. Dr. Josef Füssl.

Während der Studienzeit an der TU-Wien durfte ich viele Freundschaften schließen, welche von gegenseitiger, kollegialer und wertschätzender Unterstützung im Studium geprägt waren. Vielen Dank an euch alle!

Das unerschütterliche Fundament für all diese Möglichkeiten, welche sich in meinen Leben geboten haben, sind meine Eltern Margit und Johann Detter. Ihre Unterstützung, sei es finanziell oder emotional, haben es mir ermöglicht, als erstes Familienmitglied einen akademischen Weg zu beschreiten. Meinen beiden Schwestern Mariella und Tanja gebührt ebenso große Dankbarkeit, auch sie haben mich auf diesem Weg begleitet und bei schwierigen Prüfungen mit mir mitgezittert. Schlussendlich trat im letzten Studienabschnitt Verena in mein Leben. Ich verbrachte mit ihr viel Zeit beim gemeinsamen Studieren, sowohl zu Hause an unseren selbst angefertigten Schreibtischen aus Eschenvollholz als auch in der Universitätsbibliothek. Ihre Unterstützung und Ablenkung, insbesondere bei stressigen Prüfungsphasen und Motivationsflauten war und ist unbezahlbar. Ich widme diese Arbeit voller Dankbarkeit Verena und meiner Familie.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Der traditionsreiche Baustoff Holz erlebt seit mehreren Jahren einen deutlichen Aufschwung. Gründe dafür sind gestiegene ökologische Anforderungen und die Notwendigkeit, ressourcenschonende Bauwerke mit möglichst geringem CO₂-Abdruck zu errichten. Die Bauindustrie steht vor der Herausforderung, ihre Emissionen deutlich zu reduzieren und den Einfluss auf dem bereits eingetretenen Klimawandel zu minimieren. Moderne leistungsfähige Holzwerkstoffe wie Brettschichtholz, Brettspertholz oder OSB-Platten tragen dazu bei, dass vermehrt imposante Ingenieurholzbauwerke errichtet werden können.

In der vorliegenden Arbeit wird gezeigt, dass selbst weitgespannte Tragkonstruktionen bis über 100 m in Ingenieurholzbauweise realisierbar sind. Konkret wird dies am bestehenden Hangar 7 des Flughafens Wien gezeigt. Dessen beachtliche Tragkonstruktion aus Stahl überspannt stützenfrei eine Länge von etwa 103 m. Durch eine strukturierte Vorgehensweise und *Umwandlung des Stahltragwerks in ein Holztragwerk* konnte gezeigt werden, dass der Hangar 7 bei gleichbleibender Funktionalität alternativ als Ingenieurholzbauwerk realisierbar ist.

Zunächst werden die funktionalen Anforderungen des bestehenden Hangar 7 gezeigt, welche als Basis für diese Arbeit dienen. Es wurde eine Literaturrecherche durchgeführt und bestehende (historische und moderne) durchaus bemerkenswerte Hangarkonstruktionen in Holzbauweise werden anschließend präsentiert. All diese vorgestellten bestehenden Holzkonstruktionen haben sich dabei als erfolgreiche Alternativen zu Stahlkonstruktionen bestätigt.

Der Hauptfokus dieser Arbeit liegt darin, eine strukturierte Vorgehensweise zu zeigen, welche es erlaubt, Ingenieurholzbaukonstruktionen im Sinne einer Vorstatik umfassend zu analysieren und die Fragestellung deren Realisierbarkeit beantworten zu können. Dies ist nur mit Modellbildung des gesamten Tragsystems in leistungsfähiger FE-Software (z. B. RFEM 5 der Firma Dlubal [21]) in Verbindung mit höheren Berechnungstheorien wie der Theorie II. Ordnung möglich. Zusätzlich sind Besonderheiten von Holzwerkstoffen wie das zeitabhängige materialspezifische Verhalten durch Kriechen zu beachten. Zunächst werden die verschiedenen Belastungsannahmen, ausgehend vom Eigengewicht der Konstruktion, den veränderlichen Lasten wie Schnee und Wind, Imperfektionen bis hin zu weniger gängigen Belastungen wie Vorspannung und Temperatureinwirkungen vorgestellt. Auch wird eine Möglichkeit gezeigt, um Kriechen in einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung prozesssicher und werkstoffspezifisch zu berücksichtigen. Für die globale Systemberechnung wird eine Methodik der Belastungsorganisation vorgestellt, welche es erlaubt, unterschiedliche Zeitpunkte mit und ohne Kriechwirkungen flexibel zu organisieren und die notwendigen Nachweise auch für unterschiedliche Zeitpunkte führen zu können. Im Anschluss an die globale Systemberechnung werden Variantenstudien durchgeführt, um den Einfluss der Berechnungstheorie, Nachgiebigkeiten, Bemessungssteifigkeiten und Fachwerkhöhe auf die vertikalen Verformungen im kritischen Bereich der Rolltore zu untersuchen. Hier hat sich gezeigt, dass die vorgestellte Systematik in der Lage ist, aussagekräftige Langzeitprognosen des Tragwerkverhaltens (Schnittgrößen und Verformungen) am globalen Gesamtsystem zu tätigen.

Abstract

The traditional building material, wood, has been experiencing a significant upswing in recent years. This is due to increased ecological demands and the necessity to construct buildings that conserve resources whilst additionally ensuring a minimal CO₂ footprint. The construction industry is faced with the challenge of substantially reducing its emissions and mitigating the impact of ongoing climate change. Modern high-performance wood-based materials, such as glued laminated timber, cross-laminated timber, and oriented strand board (OSB) panels, play an important role in enabling the construction of increasingly remarkable timber engineering structures.

The present work demonstrates that long-span load-bearing structures exceeding 100 m can be successfully implemented in timber engineering. This is specifically exemplified by Hangar 7, an existing steel structure at Vienna Airport, which impressively spans approximately 103 m without the need for any additional supports. By adopting a structured approach and converting the original steel structure into a timber structure, it was proven that Hangar 7 could be constructed using engineered timber while preserving its intended functionality.

First, the functional requirements of the existing Hangar 7 are presented, which serve as the foundation for this study. Chapter 2 includes a literature search and showcases various remarkable wooden hangar constructions, both historical and modern. These featured wooden structures have all demonstrated their success as viable alternatives to steel constructions.

The main focus of this work is to demonstrate a clear procedure that allows for the comprehensive analysis of timber engineering constructions through a preliminary static analysis, addressing the question of their feasibility. This can already be achieved by modeling the entire structural system in powerful FE software like RFEM 5 from Dlubal [21] and applying more sophisticated types of analysis such as second order theory. Additionally, specific characteristics of wood-based materials, such as time-dependent material-specific behavior due to creep, must be taken into account. Firstly, various load scenarios are presented, starting with the self-weight of the structure, followed by variable loads such as snow and wind, imperfections, and less common loads like prestressing and temperature effects. Furthermore, a method is shown for considering creep in calculations based on the second-order theory, ensuring a reliable and material-specific approach. For the global system calculation, a methodology for organizing loads is presented, allowing for flexible arrangement at different stages of the building's lifecycle, accounting for creep effects and enabling appropriate verifications at different time points. Additionally, special case studies are conducted alongside the preliminary global system analysis to illustrate the influence of calculation theory, compliances, design stiffness, and truss height on the vertical deformations in the critical area of the roller doors. The presented methodology has demonstrated its capability to provide meaningful long-term predictions of structural behavior, including internal forces and deformations, at the global system level.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
1.1	Funktionale Anforderungen des Hangar 7	13
1.1.1	Architektonische Anforderungen	13
1.1.2	Technische Anforderungen	14
2	Beispiele von realisierten Hangars in Holzbauweise	15
2.1	Historische Beispiele in Amerika	15
2.1.1	U.S. Naval Air Stations (LTA)	15
2.2	Aktuelle Beispiele in Europa	19
2.2.1	VIP-Hangar am Flughafen Wien	19
2.2.2	AMAC Hangars am EuroAirport (EAP) Basel-Mulhouse-Freiburg	21
3	Grundsätzliche Überlegungen zur Vorgehensweise einer Systemberechnung	25
4	Globale Systemberechnung des Hangars	26
4.1	Lastaufstellung und Lastfälle	26
4.1.1	Ständige Lasten	26
4.1.2	Veränderliche Lasten	30
4.1.2.1	Nutzlasten	30
4.1.2.2	Schneelasten	31
4.1.2.3	Windlasten	32
4.1.3	Außergewöhnliche Lasten	42
4.1.4	Temperatureinwirkung	46
4.1.5	Imperfektionen	47
4.1.5.1	Imperfektionslastfälle	58
4.1.6	Vorspannung der Fachwerkträger	60
4.1.7	Berücksichtigung von Kriechen	64
4.1.8	Übersicht der Lastfälle	68
4.2	Lastkombinationen	69
4.2.1	Lastkombinationen für die Ermittlung der Eigenformen	69
4.2.2	Systematik der Lastkombinationen ULS und SLS für die Systemberechnung	70
4.2.3	Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS	71
4.2.4	Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS	71
4.3	Entwicklung des Basismodells	74
4.4	Entwicklung des erweiterten Basismodells	75
4.4.1	Montagestoß im Untergurt	79
4.4.2	Montagestoß im Obergurt	83
4.4.3	Knotenpunkte der Fachwerkgurte, vertikaler Fachwerkspfosten und Zugdiagonalen	86
4.4.4	Wandbauteile der Rückwand und Seitenwände	92
4.4.5	Horizontale Pfosten quer zu den Untergurten	95
4.4.6	Dachscheibe aus OSB und Flachdachträger	95

4.4.7	Berechnungsparameter, FE-Netz und Lastaufbringung	100
4.4.8	Rückschlüsse nach den Berechnungen des erweiterten Basismodelles . . .	101
5	Ergebnisse und Nachweisführung	103
5.1	Ergebnisse	103
5.1.1	Schnittgrößen	103
5.1.2	Verformungen	104
5.2	ULS-Nachweise	106
5.2.1	ULS-Nachweise der stabförmigen Holzbauteile mit RF-/Holz Pro	106
5.2.2	ULS-Nachweise der Stahlzugstangen	110
5.2.3	ULS-Nachweis der OSB-Dachscheibe	112
5.3	SLS-Nachweise	116
6	Modellvariationen und deren Einfluss auf die Vertikalverformungen im Torbereich	122
6.1	Berechnung nach Theorie I. Ordnung	122
6.2	Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit Bemessungssteifigkeiten	123
6.3	Einfluss der Nachgiebigkeiten	125
6.4	Einfluss der Fachwerkhöhe	127
7	Zusammenfassung, Diskussion und Ausblick	129
7.1	Zusammenfassung	129
7.2	Diskussion der Ergebnisse	130
7.3	Ausblick und Empfehlungen	131
A	Auszug HORA Schneelast	140
B	Lastkombinationen ULS	142
C	Lastkombinationen SLS	150
D	Stiftförmige Verbindung der OSB-Platten an die Unterkonstruktion	158

Kapitel 1

Einleitung

In Abbildung 1.1 ist der Hangar 7 des Flughafens Wien dargestellt, wobei Abbildung 1.1a die Vorderseite mit den Hangartoren und Abbildung 1.1b die Rückseite mit dem zugehörigen Bürogebäude darstellt. Die Tragwerksstruktur des Hangar 7 wurde mit für diesen Zweck gängigen Baumaterialien Stahl und Beton errichtet. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die Frage zu beantworten, ob dieser bestehende Hangar 7 des Flughafens Wien alternativ auch in Ingenieurholzbauweise realisiert werden kann. In diesem Kapitel werden die funktionalen Anforderungen des bestehenden Hangar 7 erläutert.



Abb. 1.1: Luftbild des Hangar 7 am Flughafen Wien: (a) Vorderseite mit den Hangartoren (übernommen aus Google Maps [27]), (b) Rückseite mit dem zugehörigen Bürogebäude (übernommen aus Google Maps [28])

Die bestehende Dachkonstruktion des Hangar 7 wurde als klassischer Stahlbau in Form einer Fachwerkkonstruktion ausgeführt. Die Rückwand, welche den Hangar vom Bürogebäude trennt, wurde als Stahlbetonwand errichtet, während die Seitenwände aus Stahlbetonverbundstützen und Stahlverbände zusammengesetzt sind [3]. Die Achsenabstände und die Achsenbezeichnungen der Konstruktion sind in nachstehender Abbildung 1.2 ersichtlich. Diese Bezeichnungen und Achsabstände werden zunächst auch für die Variante in Holzbauweise übernommen, welche später abgehandelt wird. Die Grundrissachsen \textcircled{A} – \textcircled{F} sowie $\textcircled{1}$ – $\textcircled{13}$ wurden dabei von den Planungs- und Ausführungsunterlagen [3–12] sowie vom Bestandsplan [24] übernommen, während die Achsen in Höhenrichtung \textcircled{a} – \textcircled{c} ergänzt wurden. Achse \textcircled{b} entspricht dabei der Stabachsenhöhe des Untergurtes und Achse \textcircled{c} der Stabachsenhöhe des Obergurtes. In Abbildung 1.2 ist zusätzlich schematisch die Gebäudehülle in grauer Farbe eingezeichnet. Die Planungs- und Ausführungsunterlagen [3–12] sowie der Bestandsplan [24] wurden dem Verfasser dieser Arbeit als Ausgangsbasis für die Bearbeitung zur Verfügung gestellt. Sämtliche geometrische Abmessungen wurden daraus entnommen.

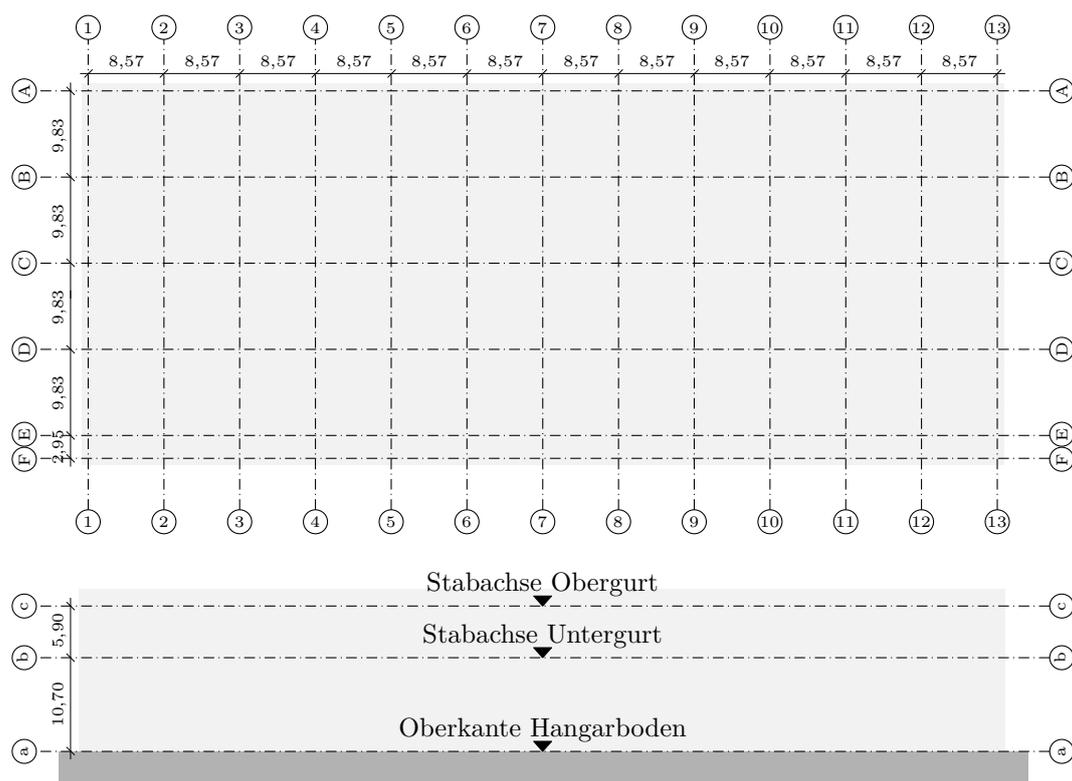


Abb. 1.2: Darstellung der Achsenbezeichnungen und Achsenabstände der bestehenden Tragkonstruktion des Hangar 7

Die Rückwand des Hangars zeichnet sich durch große vertikale Lichtbänder sowie Türöffnungen im Bereich des angrenzenden Bürogebäudes aus. In Abbildung 1.3a ist qualitativ die Rückseite des Hangars mit dem angedeuteten Bürogebäude und die Lage der Lichtbänder in der Wand ersichtlich. In Abbildung 1.3b ist schematisch die Vorderseite mit den Rolltoren dargestellt.

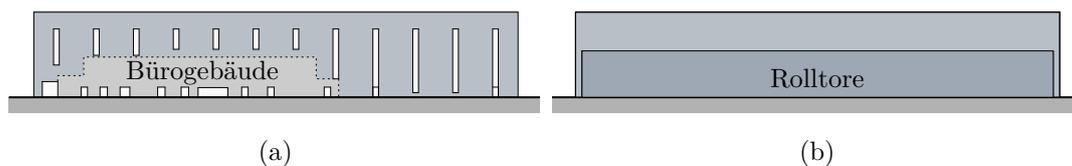


Abb. 1.3: Qualitative Darstellung des Hangar 7: (a) Ansicht der Rückseite mit Umriss des direkt angrenzenden Bürogebäudes, (b) Ansicht der Vorderseite

Für ein grobes Verständnis der bestehenden Tragwerkskonstruktion wurde in Abbildung 1.4 eine Axonometrie des statischen Systems erstellt. Abbildung 1.4a zeigt dabei die Gebäudehülle und Abbildung 1.4b das statische System innerhalb der strichliert gezeichneten Gebäudehülle. Das Primärtragwerk, bestehend aus vier Längsfachwerken in den Achsen (B)–(E), gelagert auf Stahlbetonverbundstützen und drei Querfachwerken in den Achsen (5), (7) und (9), gelagert in Achse (A) auf der Stahlbetonwand, ist in dunkelblau dargestellt. Die Wandverbände sind grün, und die Dachverbände in der Untergurt- und Obergurtebene sind orange eingetragen. Das Sekundärtragwerk, bestehend aus Pfosten quer zu den Längsfachwerken, den Pfosten in den Seitenwänden und der auskragenden Konstruktion über den Rolltoren ist türkis gefärbt.

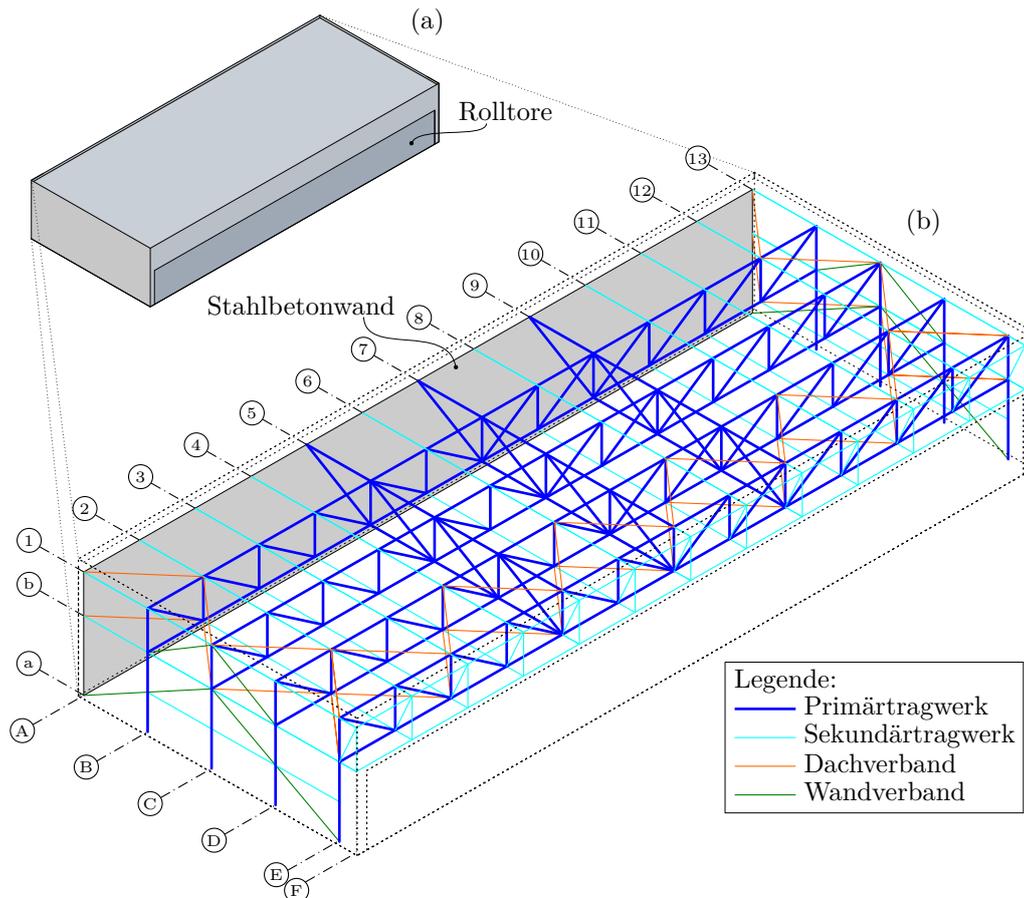


Abb. 1.4: Qualitative Darstellung des Hangar 7: (a) Axonometrie der Gebäudehülle, (b) Axonometrie der Tragwerkskonstruktion

Um Ingenieurholzbauwerke am Baumarkt platzieren zu können, müssen bereits in der Planungs- bzw. Angebotsphase die Gleichwertigkeit bzw. eventuelle Vorteile eines Ingenieurholzbaus im Vergleich zu konkurrierenden Bauweisen wie Stahl- und/oder Betonbau für die Entscheidungsträger:innen greifbar sein. Die Vergleichbarkeit ist am zweckmäßigsten auf der Basis von funktionalen Anforderungen zu begründen. Ein Ingenieurholzbauwerk darf keine Einbußen hinsichtlich der Funktionalität aufweisen. Nun ist Funktionalität ein sehr breitgestreuter Begriff. Überspitzt formuliert ist die gleichwertige Funktionalität gegeben, wenn Nutzer:innen des Bauwerks ein Unterschied der Bauweisen während der Nutzung, bis auf die Optik, nicht auffallen würde. Wird z. B. ein Logistikzentrum, ein Supermarkt, eine Brücke etwa anstatt als Stahltragwerk in Holzbauweise konzeptioniert, muss das Holzbauwerk die gleichen Mindestraumgrößen aufweisen, die Gebrauchstauglichkeitskriterien wie Durchbiegung und Schwingung müssen ebenso erfüllt

sein und die Lastaufnahmefähigkeit sowie der Brandschutz müssen mindestens gleichwertig sein. Optische Unterscheidung bzw. das architektonische Erscheinungsbild zählt nicht zu den funktionalen Anforderungen, natürlich kann und darf ein Holzbau anders aussehen als ein Stahl- oder Betonbau.¹

1.1 Funktionale Anforderungen des Hangar 7

Als Basis für die Ermittlung der funktionalen Anforderungen des Hangar 7 liegen dem Verfasser dieser Arbeit unterschiedliche Dokumente vor. Zunächst sind hier die Ausführungsdokumente „Allgemeine Beschreibung und Lastaufstellung“ [3] und „Globale Berechnungen Halle Stahlbau“ [4] der Tragwerksplanung zu nennen. Weiters sind die Ausführungspläne aus dem Jahr 2013 [5–12] zur Verfügung gestellt worden. Diese beinhalten Schnitte, Ansichten und eine Übersicht der Achsen. Der Flughafen Wien verfügt weiters über Bestandspläne des Hangar 7 aus dem Jahr 2018. Für die vorliegende Arbeit wurde der Erdgeschoßplan des bestehenden Hangar 7 [24] als weitere Grundlage verwendet. Aus diesen Dokumenten konnte ausreichend Information entnommen werden, um die funktionalen Anforderungen für die zu beantwortende Fragestellung zu definieren. Grundsätzlich können die funktionalen Anforderungen in architektonische und technische Anforderungen unterteilt werden. Diese werden in den nächsten beiden Kapiteln näher erläutert.

1.1.1 Architektonische Anforderungen

Die nachfolgenden Inhalte zu den funktionalen Anforderungen des Hangar 7 wurden auszugsweise aus dem Ausführungsdokument „Allgemeine Beschreibung und Lastaufstellung“ [3] übernommen.

Der Hangar ist als eine stützenfreie Halle zu errichten, welche eine freie Nutzfläche von ca. 103 m x 40 m aufweist. Auf drei Seiten sind Außenwände vorgesehen, und eine Seite mit einer Länge von 103 m muss vollständig mittels Rolltoren offenbar sein. Um das zu gewährleisten, darf die maximale Vertikaldurchbiegung der Tragwerkskonstruktion im Torbereich nicht mehr als 30 cm betragen. Die Rolltore tragen deren Eigenlasten direkt in das Fundament ab und stützen sich nur an deren Oberseite an der Hangarkonstruktion ab, um Horizontallasten wie z. B. aus Wind und Erdbeben abzuleiten. Der Hangar soll im Innenbereich durch eine Trennwand in zwei gleich große Bereiche unterteilbar sein. An der Rückseite und an den Seiten werden vollflächige Wände ausgebildet, wobei an der Rückseite große vertikale Fensteröffnungen für die Belichtung des Hangars vorgesehen sind. Auch in der Dachkonstruktion sind Belichtungsöffnungen in Form von Dachkuppeln erforderlich.

Der bestehende Hangar 7 wurde direkt an den bestehenden Hangar 6 angebaut, dementsprechend gab es auch hier Vorgaben. Weiters wurde an der Rückseite ein Verwaltungsgebäude errichtet, an welches ebenso Anforderungen gestellt wurden. Diese Anforderungen wurden in der vorliegenden Arbeit nicht vollständig berücksichtigt, da es für die gewünschte Fragestellung keinen relevanten Einfluss darstellte. Die fiktive Planung des Hangar 7 in Ingenieurholzbauweise stellt einen Hangar frei von Umgebungsgebäuden dar. Ansonsten müssten Windlasten etc. in der Gesamtheit der Gebäudegruppierungen detailliert abgehandelt werden.

¹Dies gibt nur die persönliche Meinung des Autors wieder.

1.1.2 Technische Anforderungen

Technische Anforderungen, welche einen Einfluss auf die Tragwerksplanung haben, sind grundsätzlich in bautechnischen Vorschriften wie etwa den österreichischen OIB-Richtlinien sowie in Normenwerken geregelt und angegeben. Die für die Tragwerksbemessung maßgeblichen Normenwerke finden sich innerhalb der Eurocodes und der zugehörigen nationalen Anwendungsdokumente für das jeweilige Land. Hier werden die Grundsätze der Tragwerksplanung, das Sicherheitskonzept, die Einwirkungen, die Bemessungsregeln für unterschiedliche Baumaterialien und zugehörige Grenzwerte vereinbart. Zusätzlich können je nach Bauherr:in oder Behördenvorgabe weitere technische Anforderungen vorgeschrieben werden. Diese stellen für den Hangar 7 hauptsächlich Brandschutzanforderungen dar. Im Ausführungsdokument „Allgemeine Beschreibung und Lastaufstellung“ [3] werden dabei folgende notwendige Brandwiderstände der einzelnen Bauteile angegeben:

- innere Trennwand in Hangarmitte: R30 nach ETK,
- hintere Wand zum Verwaltungsgebäude: R90 nach ETK,
- sonstige Außenwände: R30 nach ETK,
- Primärtragwerk: R30 nach ETK,
- Sekundärbauteile (Dacheindeckung): R0 im Regelfall und R30 nach ETK im Brandüberschlagsbereich,
- Außenwand zu Hangar 6 von Außen: R90 nach ETK,
- Außenwand zu Hangar 6 von Innen: R30 nach ETK.

Die Abkürzung ETK bedeutet hier die Einheitstemperaturzeitkurve nach EC1-1-2 [52] und regelt den Brandverlauf bzw. die Temperaturentwicklung eines Brandes über die Zeit.

Diese vorgestellten funktionalen Anforderungen sind die Ausgangsbasis für die Entwicklung einer Tragwerkskonstruktion des Hangar 7 in Ingenieurholzbauweise. Im darauffolgenden Kapitel 2 wird zunächst ein kurzer geschichtlicher Überblick über bereits realisierte Hangars in Holzbauweise erbracht, anschließend werden grundsätzliche Überlegungen zur Vorgehensweise einer Systemstatik für Ingenieurholzbauten in Kapitel 3 vorgestellt und diese Überlegungen in Kapitel 4 anhand einer globalen Systemberechnung des Hangar 7 in Ingenieurholzbauweise mit FE-Software im Sinne einer Vorstatik angewendet. In Kapitel 5 werden die Ergebnisse der globalen Systemberechnung auszugsweise präsentiert und maßgebende Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) sowie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) dargelegt. Danach wird in Kapitel 6 das FE-Modell hinsichtlich von Berechnungstheorien, Berechnungsparametern etc. variiert um Einflüsse auf die vertikale Tragwerksverformungen im Torbereich zu ermitteln. Abschließend wird in Kapitel 7 diskutiert, ob der Hangar 7 in Ingenieurholzbauweise realisierbar ist, welche Probleme und Einschränkungen auftreten können und wie die vorgestellte Vorgehensweise auf andere Bauwerke angewendet werden kann, um wettbewerbsfähige Ingenieurholzbauwerke schon in der Angebotsphase zu schaffen.

Kapitel 2

Beispiele von realisierten Hangars in Holzbauweise

2.1 Historische Beispiele in Amerika

2.1.1 U.S. Naval Air Stations (LTA)

Herausragende Beispiele für große historische Holzbauten finden sich in den Vereinigten Staaten von Amerika, welche während des zweiten Weltkrieges entstanden sind. Im Jahr 1940 schlug die US-Marine dem US-Kongress die Entwicklung eines LTA-Stationsprogramms für Prallluftschiffe vor. Die Marineflugstationen für diese Prallluftschiffe werden als „LTA facilities“ bezeichnet, wobei LTA für „lighter-than-air“ steht. „Blimp“ ist die englische Bezeichnung für Prallluftschiffe, deswegen werden Luftschiffhangars auch „Blimp Hangars“ genannt. Ziel war es, während des zweiten Weltkrieges mehrerer dieser Hangars verteilt über viele Orte in den USA in sogenannten „Naval Air Stations“, also Marineflugstationen, zu errichten. Die Prallluftschiffe hatten die Aufgabe, im Küstenbereich und bei Häfen zu patrouillieren und feindliche U-Boote aufzuspüren oder um Konvois zu begleiten. Diese Prallluftschiffe wurden als „K-class airships“ bezeichnet und waren fast 77 m lang und hatten einen Durchmesser von etwa 24 m. Um mehrere dieser Prallluftschiffe beherbergen zu können, mussten die Hangars dementsprechend groß sein und wurden zunächst in Stahlbauweise projektiert und auch einzelne dieser Hangars in Stahl ausgeführt. Während des zweiten Weltkrieges war aber die Verfügbarkeit von Stahl in den USA eingeschränkt bzw. rationiert, weil dieser für die Konstruktion von Schiffen und die Herstellung von Waffen für den Kriegszweck reserviert war. Somit wurde vom ursprünglichen Vertrag, welcher Stahlhangars vorsah, abgewichen und versucht, die restlichen siebzehn Hangars in Holzbauweise zu errichten. Abbildung 2.1 zeigt die Errichtung des Hangar B in Tillamook, dieser wurde bereits in Holzbauweise errichtet [2, 67, 68].

Arsham Amirikian war ein leitender Ingenieur im „Bureau of Yards and Docks“ des Navy Departments in Washington D.C, und bekam die Aufgabe, einen Tragwerksentwurf für einen „All-Timber Blimp Hangar“ zu erstellen. So stand Arsham Amirikian vor der großen Herausforderung, diese Luftschiffhangars in Holzbauweise zu errichten [2].

Nach Korrespondenz mit Christian Gurling, dem Kurator des Tillamook Air Museums in den USA, entstanden während des zweiten Weltkrieges insgesamt 17 solcher Luftschiffhangars in Holzbauweise. Leider sind nicht mehr alle davon erhalten. Jene, welche aber noch funktionstüchtig sind, werden für verschieden Zwecke genutzt, eben wie der Hangar B in Tillamook, welcher heutiger Standort des Tillamook Air Museums ist [67].

Amirikian [2] schreibt in einem zweiteiligen Fachbericht im ASCE Civil Engineering Magazine im Jahr 1943, dass die Hangars eine eiförmige Dachform haben und diese schalenförmige Konstruktion

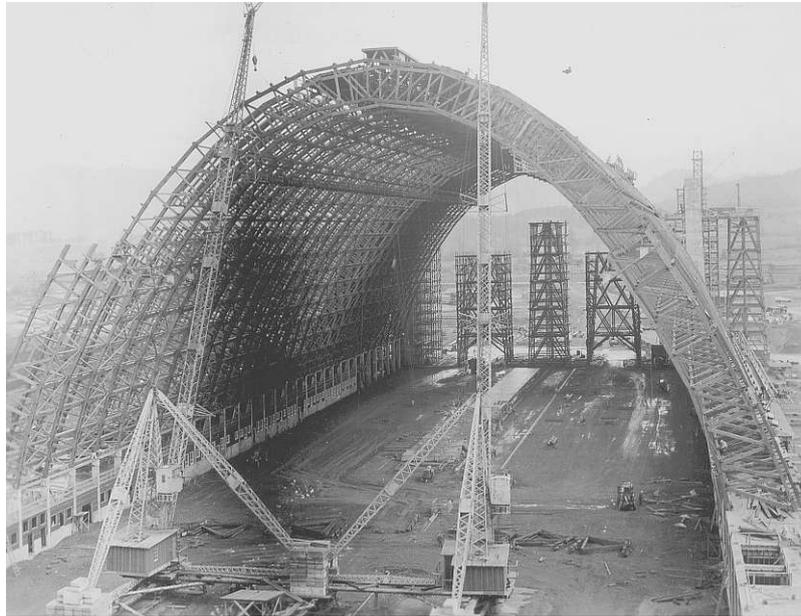


Abb. 2.1: Errichtung des Hangar B in Tillamook USA (übernommen aus [67])

eine Länge von 305 m, eine Höhe von etwa 52 m und einer Breite von ca. 90 m stützenfrei überspannen soll. Diese Holzstrukturen wurden damals als die größten der Welt bezeichnet. Amirikian [2] gibt in seinem Fachartikel an, dass diese aber nicht notwendigerweise das Limit von Holzkonstruktionen an sich darstellen. Die Aufgabe, die Hangars statt aus Stahl mit Holz zu planen, stellte Amirikian vor große Schwierigkeiten. Er schreibt, dass für die Berechnung der großen Bogenfachwerke gewisse Strukturdaten wie z. B. unterschiedliche Bauphasen der Bögen völlig fehlten und unter normalen Bedingungen ohne Krieg bei so einer Projektgröße vor der eigentlichen Berechnung Recherchen und Experimente durchgeführt werden würden. Außerdem war die Detaillierung, Herstellung der Bögen, der Umgang mit dem Material und die Behandlung des Materials auf der Baustelle eine große Herausforderung in der Planung [2]. In Abbildung 2.2 ist der halbe Querschnitt der Bogenfachwerke aus Holz ersichtlich, diese Abbildung wurde aus Amirikian [2] entnommen.

Für die Ausführung wurden zwei Bauhölzer verwendet, Douglasie und Sumpfkiefer. Dabei wurden zwei Holzqualitäten unterschieden, eine mit einer Biegefestigkeit von 1400 lb per sq in (Pfund pro Quadratzoll) und eine mit einer Biegefestigkeit von 1200 lb per sq in. Die in diesen Holzgütern beschreibenden Festigkeiten sind in Tabelle 2.1 ersichtlich. Dabei wurden die Originalwerte in Pfund pro Quadratzoll aus Amirikian [2] in N/mm^2 umgerechnet. Die Werte lassen auf ein deterministisches Sicherheitskonzept mit zulässigen Spannungen schließen. Die bessere Holzqualität wurde für die Bogenfachwerke (Gurte, Pfosten, Diagonalen) verwendet und die niedrigere Holzqualität für die restlichen Bauteile. Die Rahmenbögen sind dabei so aufgebaut, dass die Gurte und die Diagonalen aus einem doppelten Rechteckquerschnitt bestehen und die vertikalen Pfosten aus einem Rechteckquerschnitt. Die Gurte variieren dabei zwischen den Abmessungen 7,5 cm x 30,5 cm bis 10 cm x 33 cm, die Diagonalen zwischen 7,5 cm x 20 cm und 10 cm x 40,5 cm und die vertikalen Pfosten zwischen 10 cm x 20 cm und 15 cm x 45,5 cm. Der Abstand der Gurte

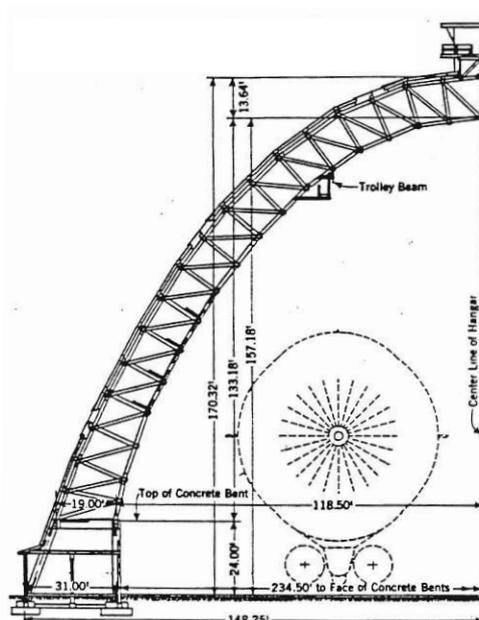


Abb. 2.2: Halber Querschnitt der Rahmenbögen mit Längenbezeichnungen in Fuß ft (übernommen aus Amirikian [2])

beträgt im Firstpunkt etwa 4,1 m und im Fußpunkt ca. 5,8 m. Die Gurtbauteile sind dabei ca. 7,2 m lang und decken zwei Fachwerksfelder ab [2].

Tab. 2.1: Festigkeiten der für die Luftschiffhangars verwendeten Holzgüten 1400 *f* und 1200 *f*, umgerechnet in N/mm^2 aus Amirikian [2]

Güte	1400 <i>f</i>	1200 <i>f</i>
Biegefestigkeit	9,7	8,3
Druckfestigkeit parallel zur Faser	7,6	6,9
Druckfestigkeit quer zur Faser	2,6	2,2
Schubfestigkeit	0,8	0,7

In Abbildung 2.3 ist ein Ausschnitt einer Konstruktionszeichnung ersichtlich. Diese Zeichnung wurde vom „Bureau of Yards and Docks“ des Navy Departments in Washington D.C angefertigt und aus [59] übernommen. Der Abstand der Rahmenbögen zueinander beträgt ca. 6 m. Die gesamte Holzkonstruktion wurde auf Widerlager aus Stahlbeton gestellt [2].

Durch die unterschiedlichen Örtlichkeiten der LTA-Stationen kam es zu vielfältigen Ausprägungen der Bemessungslasten. Einige Stationen waren großen Windlasten ausgesetzt, bei einigen waren hohe Schneelasten zu veranschlagen und wiederum andere mussten Erdbebenlasten standhalten [2]. In Abbildung 2.4 sind die Belastungsannahmen für Schnee und Wind ersichtlich, diese wurde aus Amirikian [2] übernommen und sind in Pound pro Quadratfuß angegeben.

Von den siebzehn ausgeführten Hangars in Holzbauweise werden einige noch verwendet und müssen laufend auf deren Tragfähigkeit und Schäden geprüft werden. W. Anthony et al. [70] stellte auf der Shatis 2019 in Portugal die Untersuchung eines Hangars am Moffett Federal Airfield in Kalifornien vor. In Abbildung 2.5 findet sich eine Abbildung dieses Hangars, entnommen aus dem Bericht von W. Anthony et al. [70].

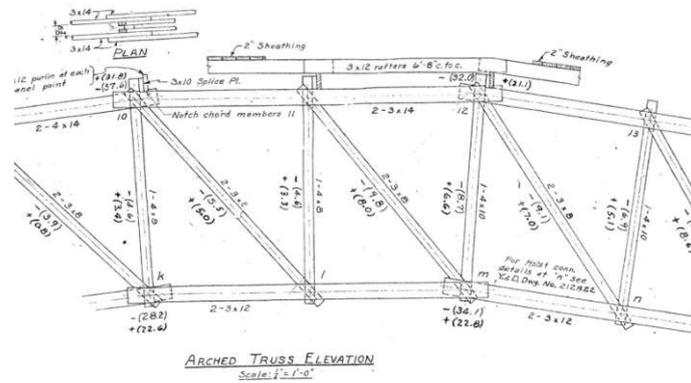


Abb. 2.3: Ausschnitt einer Konstruktionszeichnung des Fachwerkes, erstellt vom „Bureau of Yards and Docks“ des Navy Departments in Washington D.C (übernommen aus [59])

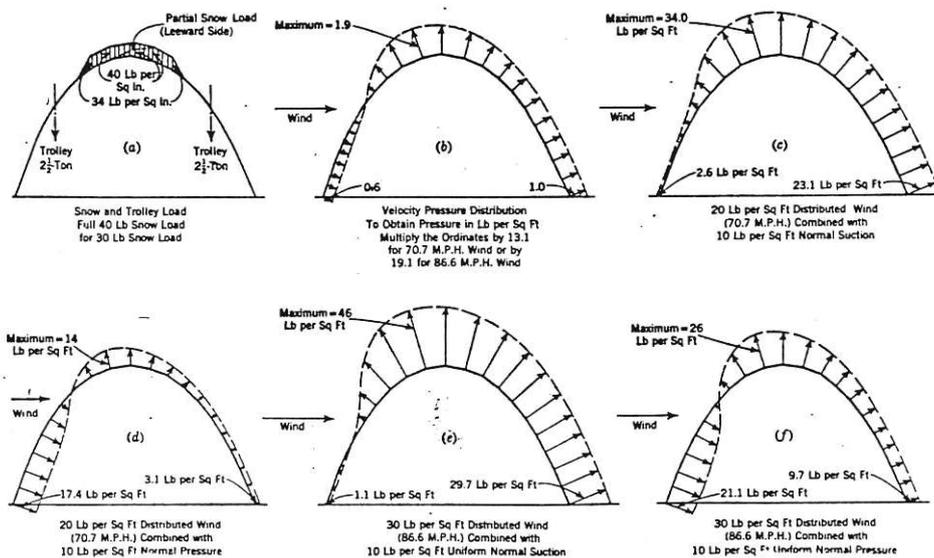


Abb. 2.4: Lastannahmen der Luftschiffhangars für Wind und Schnee in Pound pro Quadratfuß (übernommen aus Amirikian [2])



Abb. 2.5: Luftschiffhangar am Moffett Federal Airfield, Kalifornien (übernommen aus W. Anthony et al. [70])

2.2 Aktuelle Beispiele in Europa

In diesem Kapitel finden sich aktuellere Beispiele für Hangarbauten in Holzbauweise aus der jüngeren Vergangenheit, welche eine gute Übersicht über die Möglichkeiten des modernen Ingenieurholzbaus geben. Zunächst wird der VIP-Hangar des Flughafen Wien vorgestellt und anschließend die Hangars der Firma AMAC Aerospace am EuroAirport (EAP) Basel-Mulhouse-Freiburg. Insbesondere der VIP-Hangar des Flughafen Wien stellte für den Autor dieser Arbeit eine Inspiration für die Ausbildung eines Holztragwerkes für den Hangar 7 dar. Es sei hier erwähnt, dass die folgenden Bauten nicht die Gesamtheit an bereits errichteten modernen Hangars in Ingenieurholzbauweise abbilden. Die vorliegenden Bauwerke wurden vom Autor ausgewählt, weil sie seiner Ansicht nach innovativ und hinsichtlich Spannweite und Größe imposant sind.

2.2.1 VIP-Hangar am Flughafen Wien

Im Zuge der Flughafenerweiterung im Jahr 2005 in Wien wurden über 27 000 m² mit hölzernen Konstruktionen überdacht. Teil davon war auch der VIP-Hangar, eine dreiseitig geschlossene Halle mit einer freien Spannweite von 75 m im Torbereich, einer Gebäudetiefe von 60 m und einer lichten Höhe von 14 m. Das Tragwerk bilden Fachwerkträger bestehend aus Stahlzugdiagonalen und vertikalen Pfosten sowie Gurte aus Brettschichtholz. Der Abstand der Fachwerkträger und ebenso die Systemhöhe des Fachwerks beträgt 6 m. In Abbildung 2.6 ist die Baustruktur des Hangars isometrisch dargestellt. Die gesamte Projektierung war zunächst in klassischer Bauweise mit Stahl und Beton durchgeführt worden. Die Planung war abgeschlossen und die Ausschreibung war auch bereits im Gange. Durch die rechtzeitige Vorlegung eines alternativen Tragwerksentwurfes der Firma Wiehag GmbH wurde es ermöglicht, den Hangar als Ingenieurholzbauwerk zu realisieren. Der Bauherr forderte die funktionale Gleichwertigkeit und zugleich einen Preisvorteil. So wurde der VIP-Hangar anstelle einer Stahlkonstruktion als Ingenieurholzbauwerk umgeplant, berechnet und schlussendlich errichtet, weil die Anforderungen an die funktionale Gleichwertigkeit und der Wirtschaftlichkeit seitens des Auftraggebers eingehalten wurden [71].

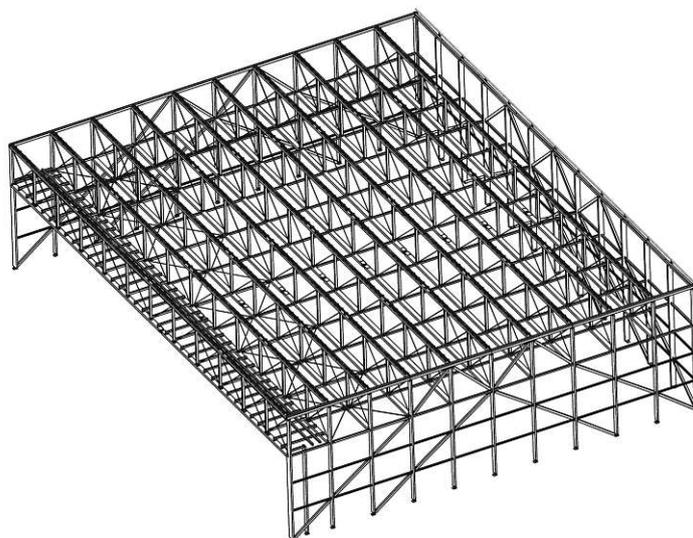


Abb. 2.6: Isometrische Ansicht der Struktur des VIP Hangars am Flughafen Wien (übernommen aus [71])

Die vertikale Verformung der Fachwerkträger im Torbereich war auf 20 cm beschränkt. Um dies zu erreichen, mussten die Fachwerkgurte aus blockverklebten Brettschichtholzquerschnitten mit einer Höhe von 32 cm und einer Breite von 60 cm ausgeführt werden. Notwendig war auch die Verwendung einer höheren Holzgüte BS16. Diese damalige Bezeichnung entspricht der heutigen Holzgüte GL32. Damit war es problemlos möglich, die Brandschutzanforderung R30 einzuhalten. Eine Besonderheit stellt die Aussteifung der Fachwerkobergurte bzw. der gesamten Tragkonstruktion in horizontaler Richtung dar, welche als Dachscheibe, zusammengesetzt aus OSB-Rippenplatten, ausgeführt wurde. Dabei wurden 30 mm starke OSB-Platten mit den Pfetten zu einer homogenen, extrem steifen Scheibe vernagelt. Insgesamt wurden 550 m³ Brettschichtholz verbaut. Die Montage wurde dabei auf fünf Wochen projektiert [29].

In Abbildung 2.7a ist das Einheben eines Fachwerkträgers im Bauzustand ersichtlich, während in Abbildung 2.7b die Fachwerkträger bereits eingebaut sind und einen Blick aus Sicht der Untergurtebene in das Tragwerk erlaubt.



Abb. 2.7: Darstellung der Hangarkonstruktion im Bauzustand: (a) Einheben eines Fachwerkträgers, (b) Fachwerkträger im eingebauten Zustand (übernommen aus [71])

In Abbildung 2.8a ist der fertiggestellte Hangar als Frontansicht während der Nacht dargestellt und in Abbildung 2.8b findet sich eine Innenansicht mit Blick in Richtung der Rolltore.



Abb. 2.8: Darstellung des fertigen Hangars: (a) Frontansicht in der Nacht, (b) Innenansicht in Torrichtung (übernommen aus [30])

Eine Besonderheit stellt der Anstrich der gesamten Holzkonstruktion in grauer Farbe dar, denn diese hat nach Dr. Hochreiner lediglich den Zweck, den Anschein einer Stahlkonstruktion zu erwecken.¹

Eine weitere Besonderheit stellt die Zugverbindung bzw. der Montagestoß der Untergurte, ausgeführt als Stahlblech-Holz-Laschenverbindung mit schrägen Schrauben dar. In Abbildung 2.9a ist diese Verbindung vor der Montage abgebildet. Krenn [32] schreibt in seiner Arbeit, dass dieses innovative Verbindungsmittelsystem in so einer Größenordnung damals erstmalig eingesetzt wurde, und war nach der damals gültigen Bemessungsnorm nicht vollständig erfasst. Die Arbeit von Krenn [32] beschäftigt sich mit dieser Art der Verbindung, für welche an der TU Graz ein eigenes Forschungsprojekt durchgeführt wurde. Für die Verankerung der Stahlzugdiagonalen in den Gurten wurden ebenfalls schräg eingebrachte Vollgewindeschrauben und Stahlblechlaschen verwendet. Abbildung 2.9b zeigt die Detailausbildung im Bereich eines Untergurtes mit der Stahlzugdiagonalen und des vertikalen Pfostens. In Abbildung 2.9c ist beispielhaft ein Anschluss eines Diagonalstabes an eine Stütze dargestellt. Die Verbindung der einzelnen Bauteile zueinander wurde hier mit Stahl-Stahl Schraubverbindungen ausgeführt und erlaubte eine rasche Montage auf der Baustelle [71].

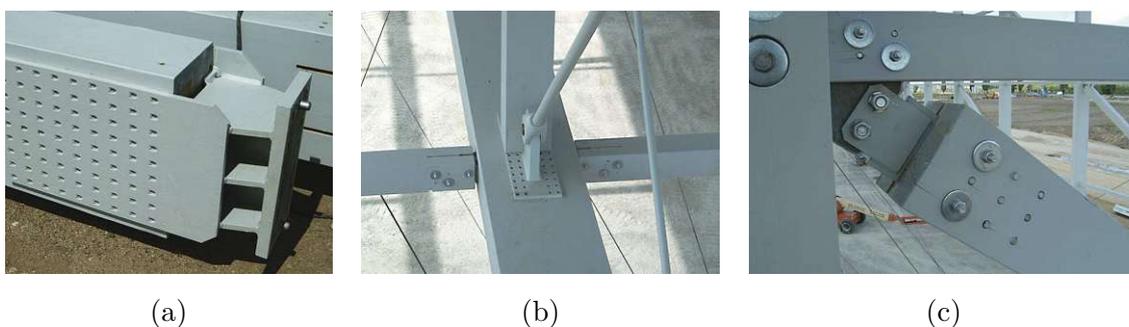


Abb. 2.9: Darstellung von Detailausbildungen: (a) Zugverbindung bzw. Montagestoß der Untergurte, (b) Anschluss der Stahlzugdiagonalen als Stahlblech-Holz-Laschenverbindung mit schrägen Schrauben, (c) Anschluss der Wandverbände mit Stahl-Stahl Verbindungen (übernommen aus [71])

2.2.2 AMAC Hangars am EuroAirport (EAP) Basel-Mulhouse-Freiburg

Die Firma AMAC Aerospace betreibt am EuroAirport (EAP) Basel-Mulhouse-Freiburg in Frankreich insgesamt fünf Hangars, welche alle in Ingenieurholzbauweise errichtet wurden. Die Hangars 2, 3 und 4 folgen einer gleichen Dachform und sind etwa gleich groß, während Hangar 1 und Hangar 5 anders ausgebildet wurden [1, 31, 65, 66]. Der Grund für die Wahl des Baustoffes Holz findet sich in der Baugeschichte eines anderen Hangars, denn dort war Stahl als Baumaterial knapp und teuer [62]. Auch ist die Firma AMAC Aerospace überzeugt, dass es sich im Vergleich zu einer Stahlhalle in einer Holzhalle angenehmer arbeiten lässt [31].

Der zweite Hangar, welcher in Abbildung 2.10 ersichtlich ist, wurde im Dezember 2010 eröffnet. Dieser Hangar bietet Platz für eines der größten Passagierflugzeuge der Welt, einer Boeing 747-B. Der Hangar hat eine Breite von 90 m und eine Länge von 92 m. Das Hangardach wurde in Form eines flachen Tonnendaches konzipiert und bietet mit einer Höhe von 25 m Platz für Jumbojets

¹Die funktionale Gleichwertigkeit zu einer Stahlkonstruktion hat hier offensichtlich auch die Farbgebung miteingeschlossen.

wie der Boeing 747-B, welche auch die Umrisse des Gebäudes bestimmte. Zunächst war geplant, eine Druckbogenkonstruktion auszuführen, welche aber aus Platzgründen durch einen flacheren Bogen ersetzt wurde [31].



Abb. 2.10: Innenansicht vom Hangar 2 der Firma AMAC Aerospace (übernommen aus [31])

Das Primärtragwerk stellt eine Kombination aus Brettschichtholzbögen in Form von Hohlkästen mit aufgeständerten Fachwerkzwickeln in den äußeren Bogendritteln dar. Diese Bogenkonstruktion wird auf Säulen aus Stahlbeton aufgesetzt, welche in den Fundamenten eingespannt sind. Die Fachwerkzwickel sorgen für eine flachere Bogenform des Daches, gehen dabei aber nicht in die Tragwirkung des Bogenträgers wie z. B. bei einem überspannten Rahmeneck ein. Insgesamt gibt es sieben dieser Hohlkastenbögen, wobei der siebte Bogen einen Hohlkastenbogen mit zusätzlichem Raumfachwerk darstellt. Die vertikale Verformung im Torbereich musste unter Vollast stark begrenzt sein [31].

In Abbildung 2.11 sind zwei Darstellungen der baustatischen Struktur ersichtlich. Die Konstruktion erlaubt es, knapp 90 m frei zu überspannen. Die Elemente der Brettschichtholzbögen wurden durch zwei Montagestöße im Bereich geringer Momentenbelastung mit duktilen Verbindungsmitteln aus drei werkseitig vorgefertigten Teilen zusammengefügt. Die Lage der Montagestöße ist in Abbildung 2.11a erkennbar. Im Gesamtmodell konnten die Einflüsse aus der Nachgiebigkeit der Fundamente, das Kriechen des Betons, die Verschiebung der Auflager und der Einfluss der Langzeitverformung quantifiziert werden. Dies war wichtig, um im Torbereich eine spätere Torverklemmung zu verhindern. Das Gesamtmodell des Berechnungsprogrammes ist in Abbildung 2.11b dargestellt und wurde aus Meier [37] übernommen. Im Bauprozess wurden die berechneten Verformungen durch Kontrollmessungen überprüft [31, 37].

Die statischen Berechnungen der Konstruktion erfolgten durch SJB Kempter Fitze AG und der Holzbau wurde von Holzbau Amann durchgeführt. Als Generalunternehmer fungierte Texlon HSP GmbH [31].

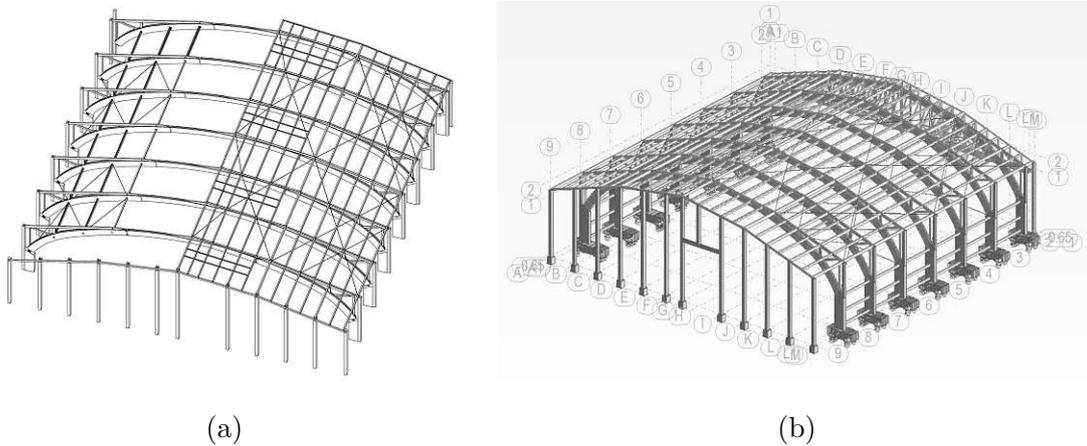


Abb. 2.11: Baustatische Struktur: (a) Isometrische Darstellung der Struktur (übernommen aus [31]), (b) Isometrische Darstellung der Struktur im Berechnungsprogramm (übernommen aus [37])

Die beiden darauffolgenden Hangars, Hangar 3 und 4, wurden im Jahr 2012 und 2015 eröffnet und folgen der gleichen Dachform [65, 66]. In Abbildung 2.12a,b,c ist der Hangar 3 dargestellt. In Abbildung 2.13 und Abbildung 2.14a,b,c ist die Konstruktion von Hangar 4 ersichtlich. Speziell bei Abbildung 2.14a,b,c ist hier deutlich das Querfachwerk im Bereich des Torbogens erkennbar.



Abb. 2.12: Hangar 3 der Firma AMAC Aerospace (übernommen aus [65])



Abb. 2.13: Bogentragwerk von Hangar 4 der Firma AMAC Aerospace (übernommen aus [62])

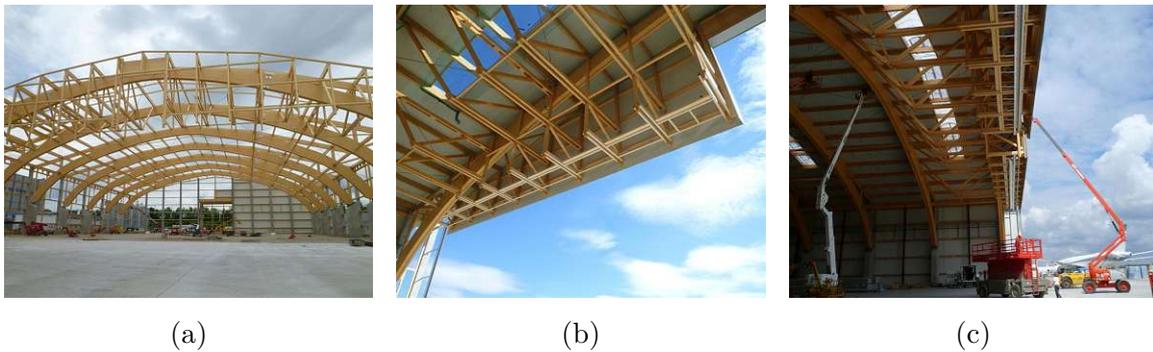


Abb. 2.14: Holzkonstruktion von Hangar 4 der Firma AMAC Aerospace (übernommen aus [66])

Hangar 5 folgt aufgrund von Sicherheitsvorgaben des Flughafens einer anderen Dachform. Da sich die Position des Hangars neben einer Start- und Landebahn befindet, war kein Runddach möglich [69]. Die Konstruktion folgt dabei einer klassischen Brettschichtholzträgerkonstruktion mit Pfetten in Form eines Pultdaches, gelagert auf Stahlbetonstützen [63]. In Abbildung 2.15a,b,c ist Hangar 5 dargestellt.

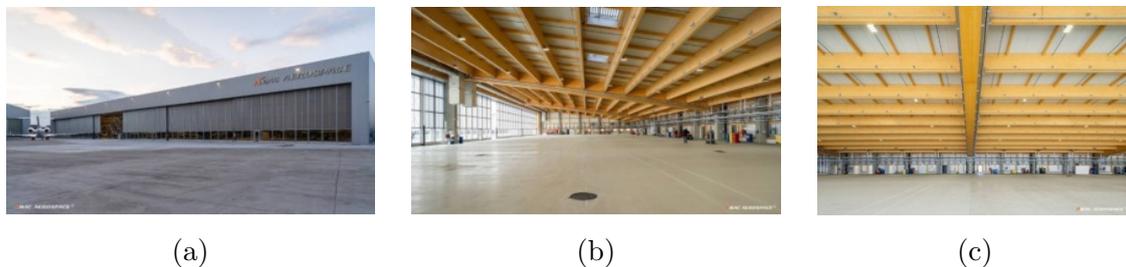


Abb. 2.15: Holzkonstruktion von Hangar 5 der Firma AMAC Aerospace (übernommen aus [63])

Kapitel 3

Grundsätzliche Überlegungen zur Vorgehensweise einer Systemberechnung

Eine globale Systemberechnung einer zu realisierenden Bauwerksstruktur stellt immer eine Approximation oder Annäherung an das reale Strukturverhalten dar. Ziel eines mechanischen Modells in einer globalen Systemberechnung ist es, diese Realität möglichst gut abzubilden und eine ausreichende Genauigkeit für die Bemessung der Bauteile und Verbindungen zu erreichen. Um eine ausreichende Prognosesicherheit zu erreichen, ist insbesondere bei komplexen größeren Strukturen meist ein mehrstufiger und iterativer Prozess zu durchlaufen. Folgende sukzessive Herangehensweise ist dafür geeignet:

1. Abschätzen der Querschnittsabmessungen und Erstellung eines *Basismodells* mit Definition der Stabachsen in den Schwerachsen der Bauteilelemente und Verbindung der Elemente entweder ideal steif oder ideal gelenkig, ohne Berücksichtigung von Verbindungsmittelnachgiebigkeiten und Ausmittigkeiten.
2. Erstellung sämtlicher Lasteinwirkungen, welche auf die Struktur im *Basismodell* wirken, und Vorbemessung der Querschnitte anhand der maßgebend erscheinenden Lastkombinationen. Wenn notwendig, werden die Querschnittsabmessungen und Materialeigenschaften bereits in diesem Schritt optimiert.
3. Aus dem *Basismodell* können an den Stellen von Verbindungsmitteln (Kopplungen, Gelenke) die maximal auftretenden Schnittgrößen abgelesen werden. Daraus können mithilfe von Fachliteratur die Verbindungsmittelnachgiebigkeiten abgeschätzt werden.
4. Das *Basismodell* wird erweitert, indem die Verbindungsmittelnachgiebigkeiten und maßgebende Ausmittigkeiten in den Gelenken und Elementkopplungen berücksichtigt werden. Somit erhält man ein *erweitertes Basismodell*.
5. Durch die Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten ergibt sich unter Umständen eine Umlagerung der Schnittgrößen, die Bemessung der Querschnitte ist erneut durchzuführen und diese sind gegebenenfalls anzupassen.
6. Auf Basis der Schnittgrößen aus dem *erweiterten Basismodell* kann die final notwendige Verbindungsmitteldimensionierung stattfinden und deren Nachgiebigkeiten in das Modell eingepflegt werden. Somit erhält man ein *finales Modell*. Bei diesem *finalen Modell* kann es natürlich aufgrund der tatsächlichen Verbindungsmittelnachgiebigkeiten wieder zu Schnittgrößenumlagerungen und Neudimensionierungen kommen. Notwendige Iterationen sind somit nicht im Vorhinein auszuschließen.

Kapitel 4

Globale Systemberechnung des Hangars

4.1 Lastaufstellung und Lastfälle

In diesem Kapitel werden die auf das Tragwerk einwirkenden Lasten identifiziert und deren rechnerische Ermittlung ausführlich dargestellt. Zunächst werden die ständigen Lasten wie z. B. das Eigengewicht der Bauteile, Ausbaulasten und Installationslasten abgehandelt, dann die veränderlichen Lasten wie etwaige Nutzlasten, Schneelasten und Windlasten und kurz die außergewöhnlichen Lasten wie Anpralllasten, Erdbeben, Brandeinwirkung und eine ungewöhnlich beträchtliche Schneeeinwirkung diskutiert. Anschließend werden die Temperatureinwirkungen auf das Tragwerk dargelegt sowie die systematische Ermittlung von Imperfektionen anhand einer Stabilitätsanalyse gezeigt. Abschließend werden zwei Besonderheiten dieses Tragwerks und des Baustoffes Holz dargelegt. Zum einen ist das die Vorspannung bzw. Überhöhung der Fachwerkträger durch den planmäßigen Einbau verkürzter Stahlzugdiagonalen und zum anderen eine Methodik, um Kriechen von Holz sowohl im Traglastzustand als auch im Gebrauchslastzustand beschreiben zu können. Der Hauptfokus liegt in diesem Kapitel bei einer umfassenden Lastaufstellung, welche gut nachvollziehbar gestaltet ist. Für die tatsächliche Beantwortung der Fragestellung der vorliegenden Arbeit werden aber nur die maßgeblichen Einwirkungen berücksichtigt wie ständige Lasten, veränderliche Lasten, Temperatureinwirkung, Imperfektionen, Vorspannung und Kriechen. Diese Lastfälle sind am Schluss des Kapitels in einer Tabelle übersichtlich dargestellt.

4.1.1 Ständige Lasten

Ständige Lasten sind grundsätzlich standortunabhängig und im Holzbau immer auch gesondert als eigene Lastkombination im Traglastfall ULS zu betrachten. Durch die Notwendigkeit, klimatische Effekte und die Lasteinwirkungsdauer durch eine Modifikation der Festigkeiten mit dem Modifikationsbeiwert k_{mod} bei der Nachweisführung berücksichtigen zu müssen, kann es im Holzbau vorkommen, dass nur die Lastkombination mit den ständigen Lasten maßgeblich für die Querschnittsdimensionierung ist, während Lastkombinationen mit Vollast unter Schnee und begleitender Windeinwirkung zwar höhere Schnittgrößen erzeugen, aber eben durch die kürzere Lasteinwirkungsdauer nicht zwingend maßgeblich für die Querschnittsdimensionierung sein müssen. Die ständigen Lasten der Baustoffe wie tragende Bauteile und der Flachdachaufbau an sich sind grundsätzlich normativ geregelt und werden nachfolgend unter Berücksichtigung der gültigen Normen abgehandelt. Die Installationslasten werden von Bauherr:innenseite gemäß Ausführungsdokument zur Beschreibung und Lastaufstellung [3] vorgegeben. Zusätzlich wird die Ausführung einer vollflächigen PV-Anlage am Flachdach berücksichtigt.

Eigengewicht der Bauteile

Das Eigengewicht der Bauteile, welche in der globalen Systemberechnung vorhanden sind, wird in der FE-Software RFEM 5 (Version 5.30.01) der Firma DLUBAL Software GmbH [21] im Lastfall Eigengewicht automatisch berechnet und berücksichtigt. Folgende Wichten γ_M werden nach EC1-1-1 [51] und EC1-1-1-NA [40] für die jeweiligen Materialien angesetzt:

- $\gamma_{M,BSH} = 5,5 \text{ kN/m}^3$,
- $\gamma_{M,OSB} = 6,5 \text{ kN/m}^3$,
- $\gamma_{M,Stahl} = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

Ausbaulasten

Das bestehende Dach wurde als Metallleichtbauelementdach der Firma DOMICO mit integrierter Wärmedämmung errichtet [3]. Hierfür wurde im Ausführungsdokument „Allgemeine Beschreibung und Lastaufstellung“ [3] eine Flächenlast von $0,6 \text{ kN/m}^2$ veranschlagt. Dies entspricht nach dem Produktdatenblatt [22] der maximalen Elementdicke von 31 cm, welche mit ca. 22 cm Dämmstärke einen Wärmedurchgangskoeffizienten $U_{\text{Dach}} = 0,20 \text{ W/m}^2\text{K}$ erreicht. Um die funktionale Gleichwertigkeit zu gewährleisten, muss die Flachdachkonstruktion in Holzbauweise ebenso entsprechend gedämmt sein. Es wird folgender Aufbau gemäß Tabelle 4.1 vorgeschlagen und in der Systemberechnung berücksichtigt: Als Dämmung wird Mineralwolle in Form einer Gefälledämmung gewählt (z. B. [18]), da diese im Vergleich zu einer Gefälledämmung aus expandiertem Polystyrol (EPS) deutlich schwerer ist (etwa das 4,5-fache Gewicht) und somit den für die Tragwerksplanung ungünstigeren Fall hinsichtlich vertikaler Durchbiegung der Fachwerkträger darstellen soll. Eine Gefälledämmung hat den Vorteil, dass bei diesem Aufbau die Balken (Flachdachträger) und die OSB-Platte als eine durchgehend flache Ebene konstruiert und ausgeführt werden können. Dies erleichtert den Abbund und die Montage deutlich. Weiters ist zum Aufbau in Tabelle 4.1 anzumerken, dass der Anteil $g_{0,\text{Flachdach}} = 0,50 \text{ kN/m}^2$ bereits durch die FE-Software berücksichtigt wird und zusätzlich der Anteil $g_{1,\text{Flachdach}} = 0,43 \text{ kN/m}^2$ als gleichmäßig verteilte Last aufgebracht werden muss. Daraus ergibt sich eine Gesamtlast des Flachdachaufbaus $g_{k,\text{Flachdach}} = 0,93 \text{ kN/m}^2$ welche über der Last der DOMICO Elemente liegt. An den Flachdachaufbau an sich sind im Regelbereich keine Brandschutzanforderungen gestellt (entspricht R0), lediglich in den Brandüberschlagsbereichen ist die Brandschutzanforderung R30 zu erfüllen. Da die Flachdachträger sowie die OSB-Platte aufgrund deren Scheibenwirkung zum Primärtragwerk zuzuteilen sind, ist deren Brandschutzanforderung von R30 ebenso zu beachten. Dies muss in der Detailplanung nachgewiesen werden. In Abbildung 4.1 ist diese Belastung schematisch dargestellt.

Tab. 4.1: Aufbau der Flachdachkonstruktion DA01

DACHKONSTRUKTION - DA01				
Flachdach	cm	kN/m ³	$g_{0,\text{Flachdach}}$ kN/m ²	$g_{1,\text{Flachdach}}$ kN/m ²
bit. Abdichtung, 2-lagig	1,0	-		0,100
Gefälledämmplatte MW-WD (im Mittel 20 cm)	20,0	1,4		0,280
bit. Dampfsperre (sd $\geq 1500 \text{ m}$), luftdicht ausgeführt	0,4	-		0,050
OSB 4	3,0	6,5	0,195	
Balken CL24c (b/h=20/34 cm, e=122,4 cm)	34,0	5,5	0,307	
g_{DA01} GESAMT	58,4		0,50	0,43
			$g_{k,\text{Flachdach}} =$	0,93

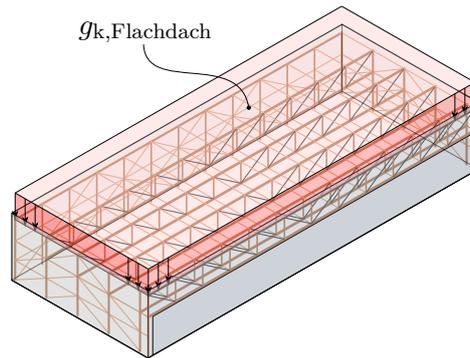


Abb. 4.1: Qualitative Darstellung des Lastfalls Flachdachaufbau $g_{k,Flachdach}$ (Flachdachträger und OSB-Platten sind nicht dargestellt)

Als Trennwand in Achse ⑦ wird eine Holzleichtbauwand vorgeschlagen, welche die Brandschutzanforderung R30 nach [17] erfüllt. Diese Wand erstreckt sich von der Unterkante des unteren Fachwerksturms über eine Höhe $h_{Trennwand} \approx 7,10$ m bis zur Unterkante der Flachdachkonstruktion. In Abbildung 4.2b ist schematisch die Anordnung dieses Lastfalles ersichtlich. Der Aufbau ist in Tabelle 4.2 dargestellt und es ergibt sich ein Eigengewicht $g_{k,Trennwand} = 0,48$ kN/m².

Tab. 4.2: Aufbau der Trennwandkonstruktion IW01

WANDKONSTRUKTION - IW01				$g_{0,Trennwand}$	$g_{1,Trennwand}$
Trennwand bei Achse ⑦	cm	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	
Gipsplatte Typ GKF	1,3	-		0,13	
Ständer CL24h (b/h=10/14 cm, e=62,5 cm)	14,0	5,5	0,123		
dazw. Wärmedämmung MW	14,0	0,7		0,098	
Gipsplatte Typ GKF	1,3	-		0,13	
g_{IW01} GESAMT	16,5		0,12	0,36	
			$g_{k,Trennwand} =$	0,48	

Der Außenwandbereich über den Rolltoren ($h_{Rolltorwand} = 8,40$ m) wird ebenfalls in Holzleichtbauweise konzeptioniert und es wird folgender Aufbau in Tabelle 4.3 vorgeschlagen. Dieser Aufbau muss ebenfalls die Brandschutzanforderung R30 erfüllen. Es ergibt sich ein Wandgewicht $g_{k,Außenwand} = 0,55$ kN/m² das über Befestigungspunkte am oberen und unteren Fachwerksturm eingeleitet wird. In Abbildung 4.2a ist schematisch die Anordnung dieses Lastfalles ersichtlich.

Dieser Außenwandaufbau wird ebenfalls für sämtliche Außenwände vorgeschlagen, bei denen die Brandschutzanforderung bei R30 liegt. Generell werden die Außenwände so konzipiert, dass sie vor die Tragkonstruktion des Hangars gestellt werden und die Vertikallasten aus Eigengewicht selbst abtragen. Die Außenwände werden dabei über die horizontalen Pfosten in horizontale Richtung gehalten. So erfährt die Tragkonstruktion des Hangars keine zusätzliche Vertikalbelastung aus den Außenwänden und muss lediglich die durch Erdbeben hervorgerufenen Horizontallasten der vorgesetzten Außenwände abtragen.

Tab. 4.3: Aufbau der Außenwand über den Rolltoren AW01

WANDKONSTRUKTION - AW01				
Außenwand über Rolltore	cm	kN/m ³	$g_{0,Außenwand}$ kN/m ²	$g_{1,Außenwand}$ kN/m ²
Gipsplatte Typ GKF	1,3	-		0,13
Dampfbremse (sd ≥ 10 m)	-	-		
Ständer CL24h (b/h=10/14 cm, e=62,5 cm)	14,0	5,5	0,123	
dazw. Wärmedämmung MW	14,0	0,7		0,098
MDF (winddicht verklebt)	1,2	6,5		0,078
Hinterlüftung C24 (b/h=5/3,5 cm, e=62,5 cm)	3,5	5,5		0,015
High Pressure Laminate HPL-Platte	0,6	18,0		0,108
g_{AW01} GESAMT	20,6		0,12	0,43
			$g_{k,Außenwand} =$	0,55

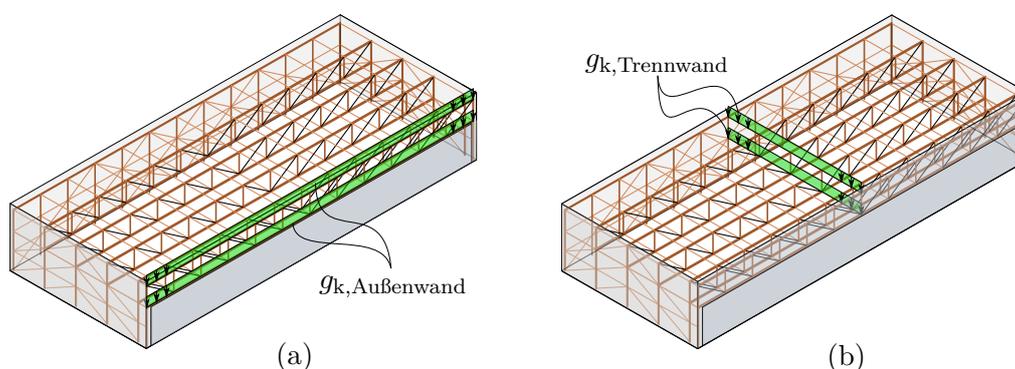


Abb. 4.2: Qualitative Darstellung der Wandlasten: (a) Lastfall Außenwand über Rolltor mit $g_{k,Außenwand}$, (b) Lastfall Trennwand in Achse 7 mit $g_{k,Trennwand}$

Installationslasten

Die nachfolgenden Installationslasten wurden aus dem Ausführungsdokument „Allgemeine Beschreibung und Lastaufstellung“ [3] übernommen. Für die haustechnischen Installationen (Beleuchtung, Brandmeldeeinrichtung, sonstige Leitungen etc.) wird eine Flächenlast $g_{k,Installationen} = 0,10 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt. Diese Last wird in die Obergurtebene eingeleitet und ist schematisch in Abbildung 4.3a dargestellt. Der Hangar wird zusätzlich zur Bauteilaktivierung der Bodenplatte mit quer zur Spannrichtung der Hauptträger abgehängten Dachstrahlern temperiert. Dafür wird eine Linienlast $g_{k,Dachstrahler} = 0,40 \text{ kN/m}$ veranschlagt und an den entsprechenden Stellen in der Obergurtebene als Punktlast umgerechnet und aufgebracht. Schematisch ist diese Belastung in Abbildung 4.3b dargestellt. Hier sei darauf hingewiesen, dass die Dachstrahler so situiert werden müssen, dass es zu keinen negativen Effekten infolge Bestrahlung der Holzbauteile, besonders der Gurte, kommt. Insbesondere eine ungleichmäßige Austrocknung durch lokal unterschiedliche ausgeprägte Wärmeeinwirkung kann zu Eigenspannungen und in weiterer Folge zur Rissbildung führen. In diesem Bauwerk ist diese Problematik aufgrund erwartbarer, geringer relativer Luftfeuchte während der Nutzung als geringer einzustufen. Bei anderen Bauwerken mit anderer Nutzung wie z. B. bei Eishallen oder Schwimmbädern ist diese Thematik heikel und muss mit der Bauphysik- und Haustechnikplanung umfassend abgestimmt werden.

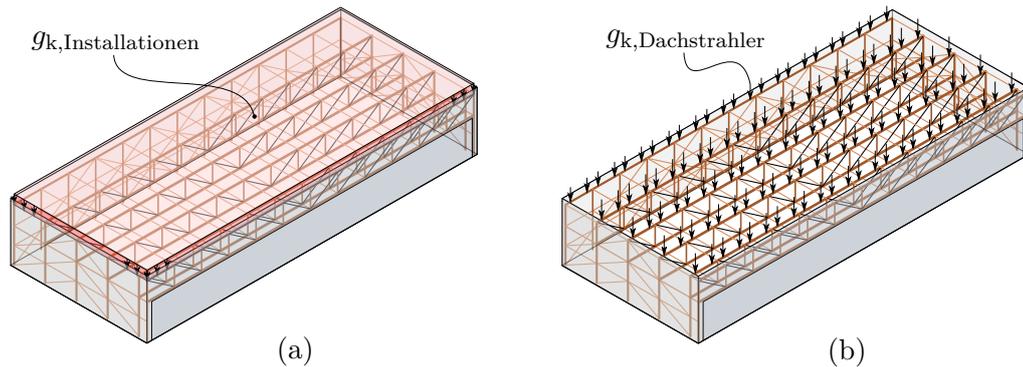


Abb. 4.3: Qualitative Darstellung der Haustechniklasten, getrennt in (a) Flächenlast $g_{k,Installationen}$ und (b) punktuelle Lasten durch $g_{k,Dachstrahler}$

Das Flachdach wird dahingehend ausgelegt, dass eine vollflächige Anordnung von PV-Modulen mit einer mittleren Flächenlast (inkl. Ballastierung etc.) $g_{k,PV} = 0,25 \text{ kN/m}^2$ möglich ist. In nachstehender Abbildung 4.4 ist dieser Lastfall ersichtlich.

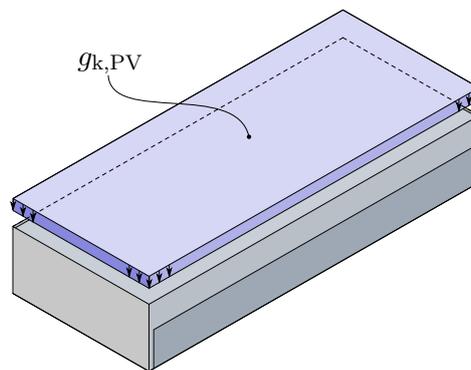


Abb. 4.4: qualitative Darstellung der Lasten von PV-Modulen mit mittlerer Flächenlast $g_{k,PV}$ über die gesamte Dachfläche

4.1.2 Veränderliche Lasten

Zu den veränderlichen Lasten zählen die Nutzlasten, welche für die gesamte projektierte Nutzungsdauer zu berücksichtigen sind. Die Nutzlasten sind im vorliegenden Tragwerk nicht als maßgeblich für die globale Systemberechnung zu betrachten. Die veränderlichen Lasten wie Schnee und Wind sind standortabhängig aufgrund der Seehöhe, Landschaftsausprägung und vieler anderer Umgebungseinflüsse, welche die jeweilige beschreibende Größe (Schneeergiebigkeit, Windgeschwindigkeiten) beeinflussen. Die Lastannahmen der veränderlichen Lasten sind normativ geregelt und werden nachfolgend mit den jeweils gültigen Normen abgehandelt.

4.1.2.1 Nutzlasten

Die Dachkonstruktion ist außer für übliche Instandsetzungsmaßnahmen und Wartungsarbeiten nicht zugänglich und kann somit gemäß EC1-1-1 [51] der Nutzungskategorie H zugeteilt werden. Nach EC1-1-1-NA [40] ist hierfür eine Flächenlast $q_{k,Kat.H} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ in ungünstigster Position auf einer maximalen Fläche $A = 18 \text{ m}^2$ anzusetzen. Diese Belastung muss nicht gemeinsam mit

Schnee- oder Windlasten angesetzt werden. Daher ist diese Belastung für die globale Systemberechnung nicht maßgebend, wohl aber für die Bemessung der Balken in der Flachdachkonstruktion. Im Ausführungsdokument „Allgemeine Beschreibung und Lastaufstellung“ [3] wurde weiters vollflächig eine Wartungslast $q_{k,Dachwartung} = 0,30 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Da diese Last unter der maximalen Schneelast $s_{k,Flachdach}$ liegt und Wartungsarbeiten nicht bei schneebedecktem Dach vorgesehen sind, wird diese Wartungslast im Berechnungsmodell nicht berücksichtigt.

4.1.2.2 Schneelasten

Gemäß EC1-1-3 [53] in Verbindung mit EC1-1-3-NA [42] ergibt sich für den Standort Flughafen Wien-Schwechat nach der aktuell gültigen österreichischen Schneelastkarte gemäß EC1-1-3-NA [42], welche in der Online-Version in HORA (Natural Hazard Overview & Risk Assessment Austria) [15] verfügbar ist, die charakteristische Schneelast am Boden zu $s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$. In Anhang A ist der Auszug aus HORA ersichtlich. Nach EC1-1-3-NA [42] ergibt sich der Formbeiwert μ_1 für Flachdachkonstruktionen zu 0,80 und der Umgebungskoeffizient C_e sowie der Temperaturbeiwert C_t zu 1,0. Somit kann die Schneelast am Dach wie folgt nach EC1-1-3 [53] berechnet werden:

$$s_{k,Flachdach} = \mu_1 C_e C_t s_k = 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,70 \text{ kN/m}^2 = 0,56 \text{ kN/m}^2 . \quad (4.1)$$

Im Bereich der Attika mit einer mittleren Höhe $h_{Attika} = 0,76 \text{ m}$ ergibt sich durch den örtlichen Effekt der Schneesverwehung nach EC1-1-3 [53] und EC1-1-3-NA [42] mit der Wichte des Schnees $\gamma_{Schnee} = 2,0 \text{ kN/m}^3$ der Formbeiwert $\mu_{2,Attika}$ zu

$$\mu_{2,Attika} = \frac{\gamma_{Schnee} h_{Attika}}{s_k} = \frac{2,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,76 \text{ m}}{0,70 \text{ kN/m}^2} = 2,17 , \quad (4.2)$$

wobei gemäß EC1-1-3 [53] und EC1-1-3-NA [42] gilt:

$$0,8 \leq \mu_{2,Attika} \leq 2,0 . \quad (4.3)$$

Die maximale Schneelast im Bereich der Attika beträgt daher

$$s_{k,Attika} = \mu_{2,Attika} s_k = 2,00 \cdot 0,70 \text{ kN/m}^2 = 1,40 \text{ kN/m}^2 . \quad (4.4)$$

Die Schneelast $s_{k,Attika}$ vermindert sich die ganze Dachfläche umlaufend, ausgehend von der Attika linear auf einer Länge l_s zur Regelschneelast $s_{k,Flachdach}$. Die Länge l_s ergibt sich gemäß EC1-1-3 [53] und EC1-1-3-NA [42] zu:

$$l_s = 2 h_{Attika} = 2 \cdot 0,76 \text{ m} = 1,52 \text{ m} , \quad (4.5)$$

wobei zu beachten ist:

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m} . \quad (4.6)$$

Für l_s wird daher 5 m berücksichtigt. In Abbildung 4.5 ist der Lastfall Schnee grafisch dargestellt.

Die vorgestellten Berechnungsschritte für die Schneelastermittlung wurden vom Autor unter Einbeziehung der aktuell gültigen Normung in einem Tabellenkalkulationsprogramm durchgeführt und anschließend mit der Statiksoftware LoCaStatik [36] überprüft.

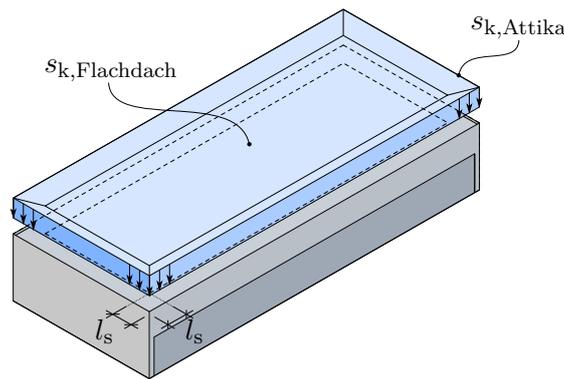


Abb. 4.5: Qualitative Darstellung des Lastfalles Schnee mit Regelschneelast $s_{k,Flachdach}$ und umlaufende Schneelast im Bereich der Attika $s_{k,Attika}$, linear abgemindert über die Länge l_s

4.1.2.3 Windlasten

Gemäß EC1-1-4-NA [43] ist für den Standort Schwechat mit einer Seehöhe $h = 161$ m die Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0}$ und der Basisgeschwindigkeitsdruck $q_{b,0}$ mit folgenden Größen zu berücksichtigen:

$$v_{b,0} = 27,0 \text{ m/s}, \quad (4.7)$$

$$q_{b,0} = 0,46 \text{ kN/m}^2. \quad (4.8)$$

Die Vegetation im Flughafengebiet ist niedrig bzw. nicht vorhanden, einzelne Gebäude sowie Hindernisse sind vorhanden, deren Abstände aber unterschiedlich ausgeprägt sind und nicht anhand der 20-fachen Hindernishöhe quantifizierbar sind. Somit wird nach der Darstellung in EC1-1-4 [54] Geländekategorie II gewählt, welche die Topografie auf der sicheren Seite liegend beschreibt. Die mittlere Höhe des Flachdachs $h_{Flachdach} = h$ über dem Gelände beträgt 17,69 m und die Höhe der Attika $h_{Attika} = h_p = 0,76$ m [5–12]. Mit der Bezugshöhe für Flachdächer mit Attika (entspricht der Gebäudehöhe)

$$z_e = h + h_p = 17,69 \text{ m} + 0,76 \text{ m} = 18,45 \text{ m}, \quad (4.9)$$

ergibt sich der Spitzengeschwindigkeitsdruck q_p nach EC1-1-4-NA [43] zu:

$$q_p = 2,1 \left(\frac{z_e}{10} \right)^{0,24} q_{b,0} = 2,1 \cdot \left(\frac{18,45}{10} \right)^{0,24} \cdot 0,46 \text{ kN/m}^2 = 1,12 \text{ kN/m}^2, \quad (4.10)$$

und die Spitzenwindgeschwindigkeit v_p zu:

$$v_p = \sqrt{2,1 \left(\frac{z_e}{10} \right)^{0,24}} v_{b,0} = \sqrt{2,1 \cdot \left(\frac{18,45}{10} \right)^{0,24}} \cdot 27,0 \text{ m/s} = 42,1 \text{ m/s} = 151,6 \text{ km/h}. \quad (4.11)$$

Betriebsbedingt werden die Hangartore bei Sturm mit Spitzenwindgeschwindigkeiten über 100 km/h bzw. 27,8 m/s geschlossen [3]. Auf Basis der maximalen Spitzenwindgeschwindig-

keit $v_{p,100}$ bei geöffneten Toren kann der zugehörige Spitzengeschwindigkeitsdruck $q_{p,100}$ auf zwei Arten gemäß EC1-1-4 [54] berechnet werden:

$$q_{p,100} = \left(\frac{v_{p,100}}{v_{b,0}} \right)^2 q_{b,0} = \left(\frac{27,8 \text{ m/s}}{27,0 \text{ m/s}} \right)^2 \cdot 0,46 \text{ kN/m}^2 = 0,49 \text{ kN/m}^2, \quad (4.12)$$

$$q_{p,100} = \frac{\rho}{2} v_{p,100}^2 = \frac{1,25 \text{ kg/m}^3}{2} \cdot (27,8 \text{ m/s})^2 = 483 \text{ Pa} = 0,49 \text{ kN/m}^2. \quad (4.13)$$

Gebäudegeometrie

Die Hangarlänge ℓ beträgt 103,97 m und die Hangarbreite b beträgt 42,87 m [5–12]. Die Gesamthöhe, Höhe der Attika und die Flachdachhöhe wurden für die Berechnung bereits angegeben. In nachstehender Abbildung 4.6 ist die Gebäudegeometrie mit Bemaßung dargestellt.

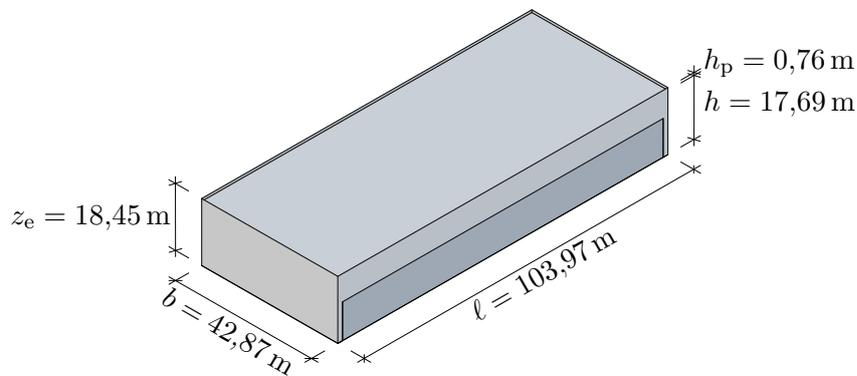


Abb. 4.6: Gebäudegeometrie für die Windlastberechnung

Da das Gebäude nicht exakt zu den Himmelsrichtungen ausgerichtet ist, werden für die weitere Bearbeitung folgende Vereinfachungen für die Bezeichnungen der jeweiligen Gebäudeseiten getroffen:

- Nordost = Nord,
- Südost = Ost,
- Südwest = Süd = Torseite,
- Nordwest = West.

In Abbildung 4.7 sind die Bezeichnungen nochmals grafisch dargestellt.

Die vorgestellten Berechnungsschritte für die Windlastermittlung wurden vom Autor unter Einbeziehung der aktuell gültigen Normung in einem Tabellenkalkulationsprogramm durchgeführt. Anschließend wurde der Fall *geschlossener Tore* mit der Statiksoftware LoCaStatik [36] überprüft.

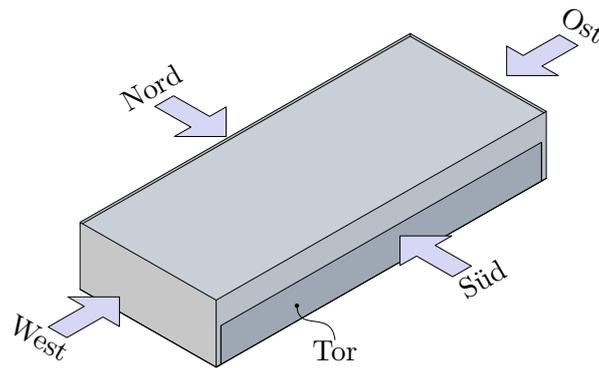


Abb. 4.7: Richtungsbezeichnung der Gebäudeseiten für die Windlastberechnung

Innendruckbeiwerte

Für die Berechnung der Innendruckbeiwerte sind grundlegend zwei Situationen zu unterscheiden:

- Tore geschlossen,
- Tore offen.

Für den Lastfall Tore geschlossen werden nach EC1-4-NA [43] die Innendruckbeiwerte c_{pi} in nachstehender Tabelle 4.4 verwendet.

Tab. 4.4: Innendruckbeiwerte c_{pi} bei geschlossenen Toren

Überdruckbeiwert	$c_{pi,geschlossen,ÜD}$	0,2
Unterdruckbeiwert	$c_{pi,geschlossen,UD}$	-0,3

Für den Lastfall Tore offen ist die Südwestseite mit den Toren eindeutig als dominante Seite anzusehen. Die Toröffnung ist mindestens dreimal so groß wie die Öffnungen der restlichen Seiten, daher gilt nach EC1-1-4 [54]:

$$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe} , \quad (4.14)$$

wobei für c_{pe} der Außendruckbeiwert der dominanten Seite für die jeweilige Windrichtung zu wählen ist. Wenn im Bereich der Toröffnung verschiedene Außendruckbeiwerte vorliegen, wird ein gewichteter Mittelwert verwendet, somit ergeben sich bei Berücksichtigung der Werte aus Tabelle 4.6 die Innendruckbeiwerte wie in Tabelle 4.5 angegeben.

Tab. 4.5: Innendruckbeiwerte c_{pi} bei offenen Toren

Wind von Nord	$c_{pi,offen,Nord}$	-0,31
Wind von Ost	$c_{pi,offen,Ost}$	-0,57
Wind von Süd	$c_{pi,offen,Süd}$	0,65
Wind von West	$c_{pi,offen,West}$	-0,57

Außendruckbeiwerte für Wände

Die Wandhöhe z_e ist mit 18,45 m kleiner als die Hangarbreite b mit 42,87 m, somit ist nach EC1-1-4 [54] der Verlauf des Geschwindigkeitsdrucks für alle Anströmrichtungen konstant über die gesamte Wandhöhe. Gemäß EC1-1-4 [54] ergeben sich für die Wände für alle Windrichtungen die Außendruckbeiwerte für die Bereiche A-E wie in Tabelle 4.6 ersichtlich. Bei jeder Anströmrichtung ist die jeweilige charakteristische Größe e (Minimum der Breite b oder die zweifache Höhe z_e) kleiner als die zugehörige Abmessung parallel zur Anströmrichtung d , somit sind immer alle Außendruckbeiwerte A-E zu berücksichtigen. Die Werte in Tabelle 4.6 wurden auf Basis der Verhältnisse h/d für die jeweilige Anströmrichtung nach EC1-1-4 [54] ermittelt.

Tab. 4.6: Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ der Wände für alle Windrichtungen

	A	B	C	D	E
Wind von Nord	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,35
Wind von Ost	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Wind von Süd	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,35
Wind von West	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30

In Abbildung 4.8 sind die Abmessungen der einzelnen Bereiche A-E für die jeweilige Windrichtung dargestellt.

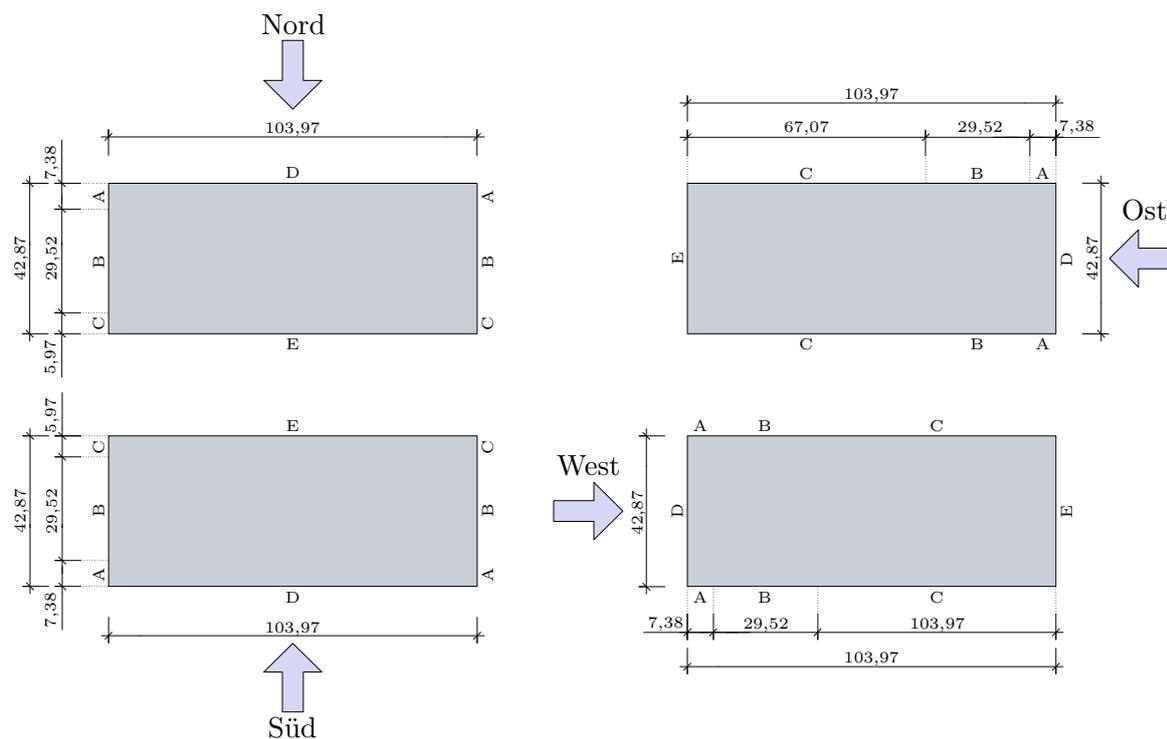


Abb. 4.8: Abmessungen der Bereiche für die Außendruckbeiwerte A-D der Wände für alle Windrichtungen (Werte in Meter m)

Außendruckbeiwerte für Flachdach

Gemäß EC1-1-4 [54] ergeben sich für einen Flachdachtyp mit Attika die Außendruckbeiwerte für die Bereiche F-I wie in Tabelle 4.7 ersichtlich. Die Werte wurden aufgrund des Zwischenwertes $h_p/h = 0,043$ durch lineare Interpolation der normativen Werte in EC1-1-4 [54] ermittelt. Für den Bereich I sind positive und negative Werte angegeben, beide Werte müssen als gesonderter Lastfall berücksichtigt werden.

Tab. 4.7: Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Flachdachbereiche F-I für alle Windrichtungen

	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,46	-0,96	-0,70	0,20 -0,20

In Abbildung 4.9 sind die Abmessungen der einzelnen Bereiche F-I für die jeweilige Windrichtung dargestellt.

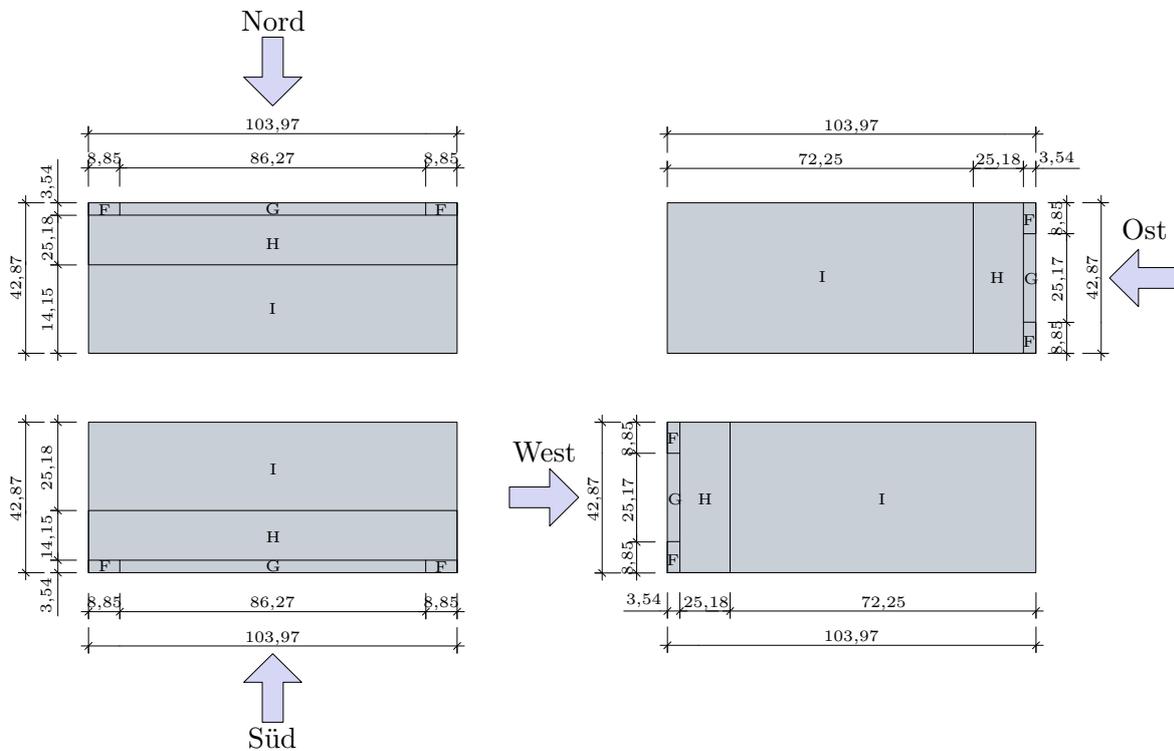


Abb. 4.9: Abmessungen der Bereiche für die Außendruckbeiwerte F-I des Flachdachs für alle Windrichtungen (Werte in Meter m)

Reibungsbeiwerte

Gemäß EC1-1-4 [54] ist der Effekt der Reibung infolge Windeinwirkung mit einem Reibungsbeiwert c_{fr} im Bereich der Bezugsfläche A_{fr} zu berücksichtigen. Dabei ist die zu berücksichtigende Reibungskraft von der Oberflächenbeschaffenheit des Gebäudes abhängig. Grundsätzlich ist anzunehmen, dass die Oberflächen des Flugzeughangars eher glatt ausgeführt werden, also mit Werkstoffplatten oder Ähnlichem. Für die Bemessung wird aber, weil es hier keinen großen Einfluss haben wird, konservativ mit dem Reibungsbeiwert $c_{fr} = 0,04$ gerechnet. Dieser entspricht einer sehr rauhen, gewellt, gerippt oder gefalteten Oberfläche. Die Bezugsfläche A_{fr} beginnt hierbei mit einem Abstand x_{fr} von der jeweiligen luvseitigen Vorderkante:

$$x_{fr} = \min \begin{cases} 2b, \\ 4h. \end{cases} \quad (4.15)$$

Bei allen Windrichtungen ergibt sich der Abstand zu:

$$x_{fr} = 4h = 4 \cdot 18,45 \text{ m} = 73,80 \text{ m}. \quad (4.16)$$

Dieser Wert übersteigt die Hangarbreite mit 42,87 m, somit sind Reibungskräfte nur bei Windeinwirkung von Ost oder West zu berücksichtigen. In Abbildung 4.10 ist die Bezugsfläche A_{fr} für die Windrichtungen Ost und West dargestellt.

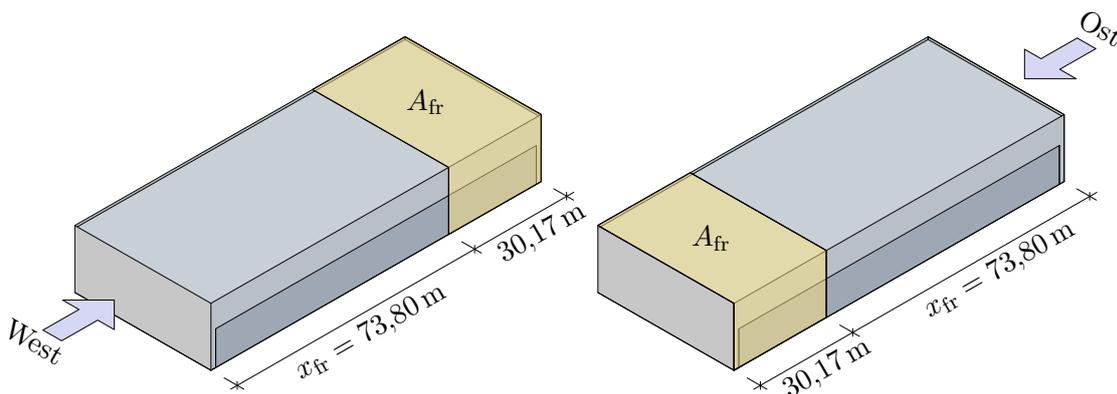


Abb. 4.10: Abmessungen der Bereiche A_{fr} für die Berücksichtigung der Reibung infolge Wind von West und Wind von Ost

Resultierende Windlasten bei geschlossenen Toren

Die resultierenden Windlasten $w_{e,10}$ bei geschlossenen Toren werden für die Bereiche A-I folgendermaßen berechnet:

$$w_{e,10} = c_{pe,10} q_p, \quad (4.17)$$

wobei hierbei die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ nach Tabelle 4.6 und Tabelle 4.7 verwendet werden. Die Ergebnisse für alle Windrichtungen sind in nachstehender Tabelle 4.8 aufgelistet. Die qualitative Anordnung dieser Windlasten ist für den Lastfall Wind von Nord in Abbildung 4.11, für den Lastfall Wind von Ost in Abbildung 4.12, für den Lastfall Wind von Süd in 4.13 und für den Lastfall Wind von West in Abbildung 4.14 ersichtlich. In diesen Abbildungen ist die resultierende Windlast im Bereich I sowohl positiv (Druck) als auch negativ (Sog) dargestellt.

Tab. 4.8: Resultierende Windlast $w_{e,10}$ in kN/m^2 für die Bereiche A-I bei geschlossenen Toren für die jeweilige Windrichtung

	$w_{e,10}$ in kN/m^2								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Wind von Nord	-1,34	-0,90	-0,56	0,81	-0,39	-1,63	-1,07	-0,78	-0,22
	-1,34	-0,90	-0,56	0,81	-0,39	-1,63	-1,07	-0,78	0,22
Wind von Ost	-1,34	-0,90	-0,56	0,78	-0,34	-1,63	-1,07	-0,78	-0,22
	-1,34	-0,90	-0,56	0,78	-0,34	-1,63	-1,07	-0,78	0,22
Wind von Süd	-1,34	-0,90	-0,56	0,81	-0,39	-1,63	-1,07	-0,78	-0,22
	-1,34	-0,90	-0,56	0,81	-0,39	-1,63	-1,07	-0,78	0,22
Wind von West	-1,34	-0,90	-0,56	0,78	-0,34	-1,63	-1,07	-0,78	-0,22
	-1,34	-0,90	-0,56	0,78	-0,34	-1,63	-1,07	-0,78	0,22

Die resultierenden Innendrucke w_i bei geschlossenen Toren werden folgendermaßen berechnet:

$$w_i = c_{pi} q_p, \quad (4.18)$$

wobei hierbei die Innendruckbeiwerte c_{pi} nach Tabelle 4.4 verwendet werden. Die Ergebnisse für alle Windrichtungen sind in nachstehender Tabelle 4.9 aufgelistet. In Abbildung 4.15a ist der Lastfall Überdruck und in Abbildung 4.15b der Lastfall Unterdruck qualitativ dargestellt.

Tab. 4.9: Resultierender Innendruck w_i in kN/m^2 bei geschlossenen Toren

Überdruck	$w_{i,\text{geschlossen},\text{ÜD}}$	0,22
Unterdruck	$w_{i,\text{geschlossen},\text{UD}}$	-0,34

Der Reibungsdruck bei geschlossenen Toren ergibt sich zu:

$$w_{fr,\text{geschlossen}} = c_{fr} q_p = 0,04 \cdot 1,12 \text{ kN/m}^2 = 0,04 \text{ kN/m}^2. \quad (4.19)$$

Die Reibungskräfte sind in Abbildung 4.16a für den Lastfall Wind von West und in Abbildung 4.16b für den Lastfall Wind von Ost qualitativ dargestellt.

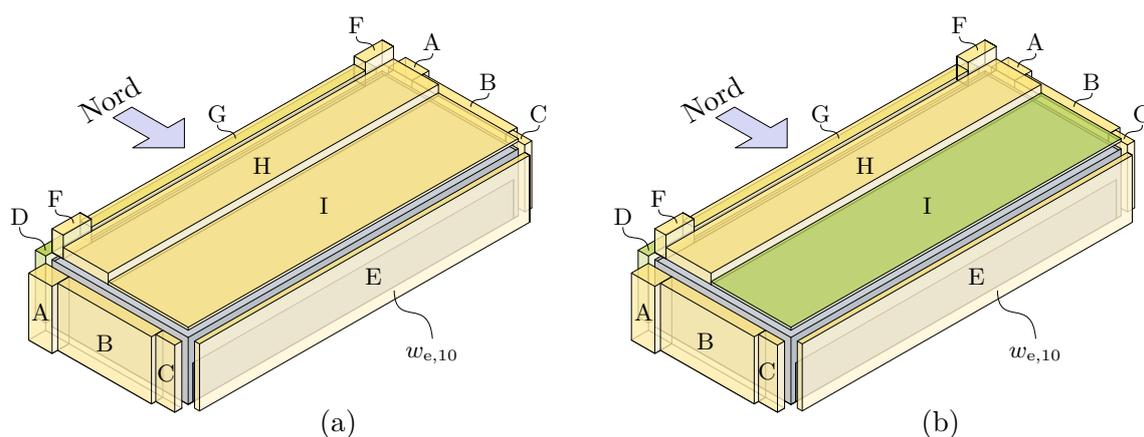


Abb. 4.11: Qualitative Darstellung der Windlast $w_{e,10}$ aus Tabelle 4.8 für die Lastbereiche A–I für den Windlastfall Nord mit (a) Lastbereich I negativ und (b) Lastbereich I positiv (gelb = Sog, grün = Druck)

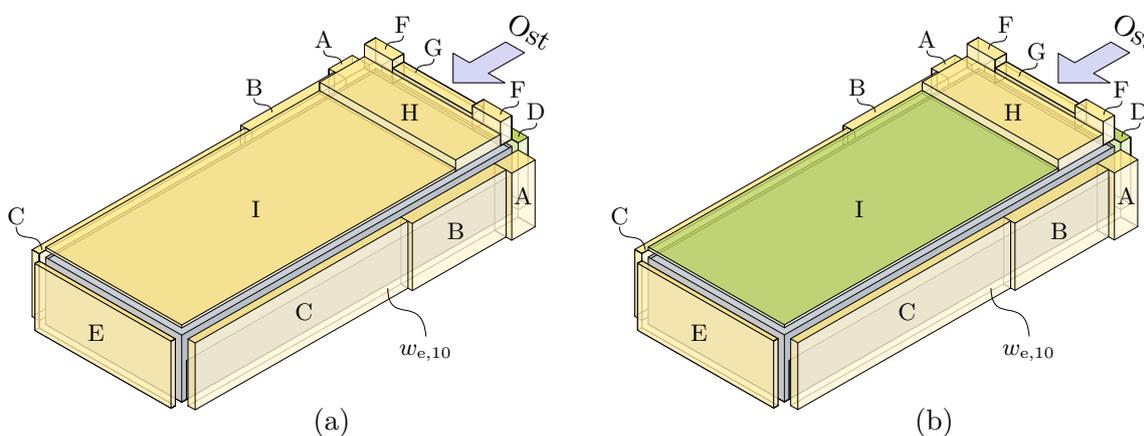


Abb. 4.12: Qualitative Darstellung der Windlast $w_{e,10}$ aus Tabelle 4.8 für die Lastbereiche A–I für den Windlastfall Ost mit (a) Lastbereich I negativ und (b) Lastbereich I positiv (gelb = Sog, grün = Druck)

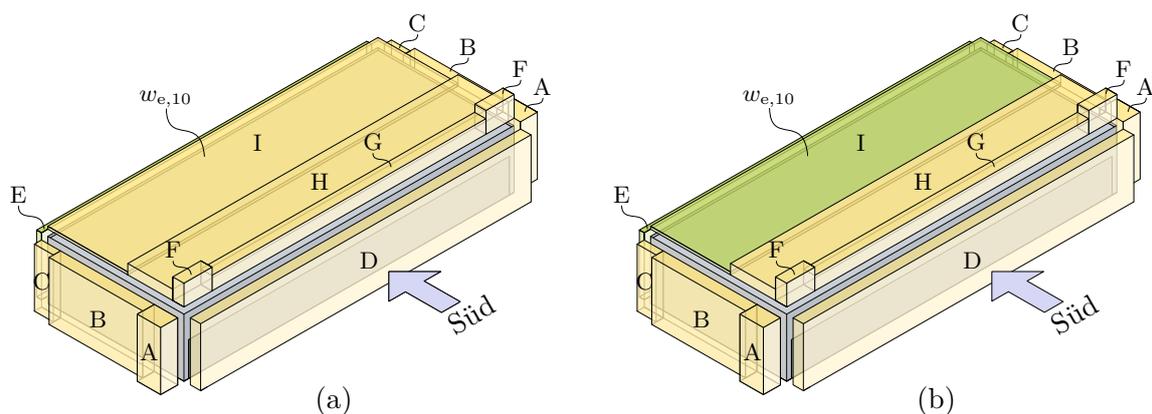


Abb. 4.13: Qualitative Darstellung der Windlast $w_{e,10}$ aus Tabelle 4.8 für die Lastbereiche A–I für den Windlastfall Süd mit (a) Lastbereich I negativ und (b) Lastbereich I positiv (gelb = Sog, grün = Druck)

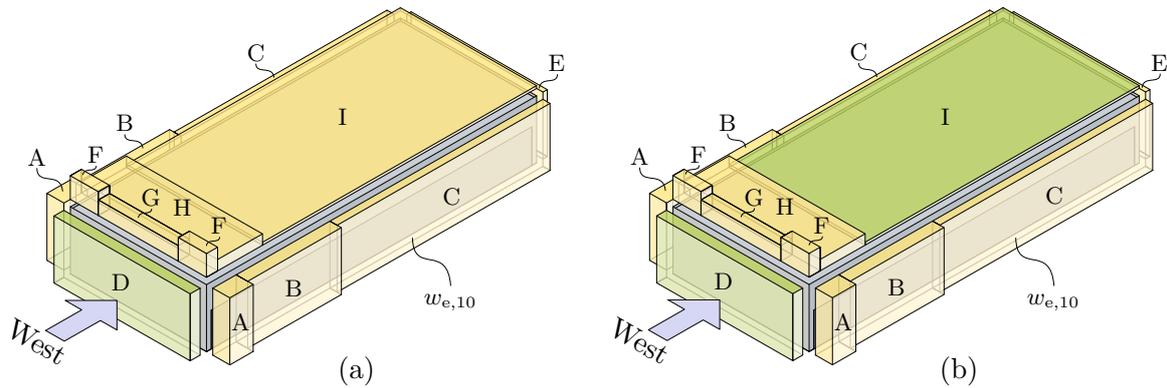


Abb. 4.14: Qualitative Darstellung der Windlast $w_{e,10}$ aus Tabelle 4.8 für die Lastbereiche A–I für den Windlastfall West mit (a) Lastbereich I negativ und (b) Lastbereich I positiv (gelb = Sog, grün = Druck)

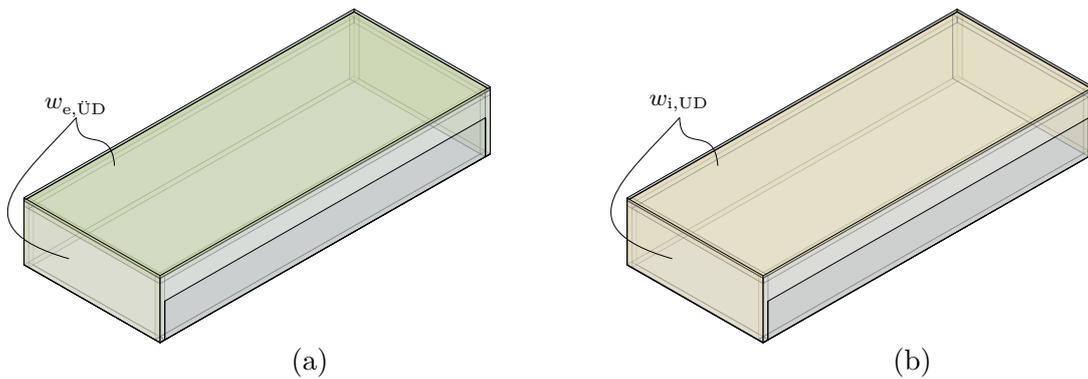


Abb. 4.15: Qualitative Darstellung des Innendruckes w_i nach Tabelle 4.9 bei (a) Überdruck und (b) Unterdruck (gelb = Sog, grün = Druck)

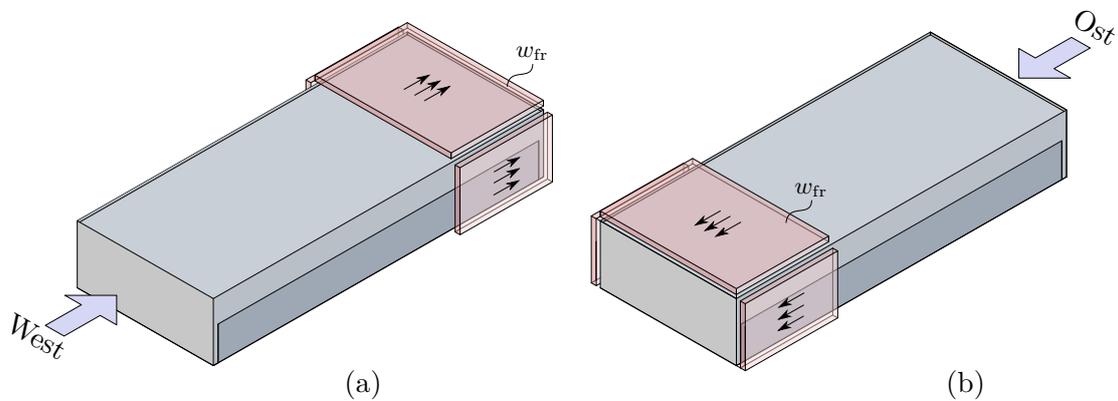


Abb. 4.16: Qualitative Darstellung der Reibungskräfte w_{fr} für (a) Windlastfall West und (b) Windlastfall Ost

Resultierende Windlasten bei geöffneten Toren

Grundsätzlich sind die resultierenden Windlasten bei geöffneten Toren qualitativ gleich anzusetzen wie in vorgehender Abbildung 4.11 bis Abbildung 4.16 abgebildet. Lediglich im geöffneten Torbereich sind die Lasten aus der Torverankerung nicht vorhanden und somit nicht anzusetzen. Es wird daher auf eine weitere qualitative Darstellung der resultierenden Windlasten bei geöffneten Toren verzichtet.

Die resultierenden Windlasten $w_{e,10}$ bei geöffneten Toren werden für die Bereiche A-I folgendermaßen berechnet:

$$w_{e,10} = c_{pe,10} q_{p,100}, \quad (4.20)$$

wobei hierbei wieder die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ nach Tabelle 4.6 und Tabelle 4.7 verwendet werden. Die Ergebnisse für alle Windrichtungen sind in nachstehender Tabelle 4.10 aufgelistet.

Tab. 4.10: Resultierende Windlast w_i in kN/m^2 für die Bereiche A-I bei geöffneten Toren für die jeweilige Windrichtung

	$w_{e,10}$ in kN/m^2								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Wind von Nord	-0,58	-0,39	-0,24	0,35	-0,17	-0,71	-0,47	-0,34	-0,10
	-0,58	-0,39	-0,24	0,35	-0,17	-0,71	-0,47	-0,34	0,10
Wind von Ost	-0,58	-0,39	-0,24	0,34	-0,15	-0,71	-0,47	-0,34	-0,10
	-0,58	-0,39	-0,24	0,34	-0,15	-0,71	-0,47	-0,34	0,10
Wind von Süd	-0,58	-0,39	-0,24	0,35	-0,17	-0,71	-0,47	-0,34	-0,10
	-0,58	-0,39	-0,24	0,35	-0,17	-0,71	-0,47	-0,34	0,10
Wind von West	-0,58	-0,39	-0,24	0,34	-0,15	-0,71	-0,47	-0,34	-0,10
	-0,58	-0,39	-0,24	0,34	-0,15	-0,71	-0,47	-0,34	0,10

Die resultierenden Innendrucke w_i bei geöffneten Toren werden folgendermaßen berechnet:

$$w_i = c_{pi} q_{p,100}, \quad (4.21)$$

wobei hierbei die Innendruckbeiwerte c_{pi} nach Tabelle 4.5 verwendet werden. Die Ergebnisse für alle Windrichtungen sind in nachstehender Tabelle 4.11 aufgelistet.

Tab. 4.11: Resultierender Innendruck w_i in kN/m^2 bei geöffneten Toren

Wind von Nord	$w_{i,\text{offen,Nord}}$	-0,15
Wind von Ost	$w_{i,\text{offen,Ost}}$	-0,28
Wind von Süd	$w_{i,\text{offen,Süd}}$	0,32
Wind von West	$w_{i,\text{offen,West}}$	-0,28

Der Reibungsdruck bei geöffneten Toren ergibt sich zu:

$$w_{fr,\text{offen}} = c_{fr} q_{p,100} = 0,04 \cdot 0,49 \text{ kN/m}^2 = 0,02 \text{ kN/m}^2. \quad (4.22)$$

4.1.3 Außergewöhnliche Lasten

In diesem Kapitel werden Einwirkungen beschrieben, welche als außergewöhnlich anzusehen sind. Deren Eintrittswahrscheinlichkeit ist daher geringer als bei den gewöhnlichen veränderlichen Lasten. Dennoch kann es vorkommen, dass diese Lasten entscheidend für die Ausbildung von Tragstrukturen sind. So können etwa Belastungen infolge einer Erdbebeneinwirkung entscheidend für die Ausbildung von Aussteifungselementen sein. Nachfolgend werden außergewöhnliche Lasten vorgestellt, welche bei einem Hangar berücksichtigt werden müssen. Zu diesen zählen Anpralllasten, Erdbeben und die Brandeinwirkung. Außerdem wird am Schluss noch die Thematik einer ungewöhnlich beträchtlichen Schneeeinwirkung diskutiert.

Anpralllasten

Die Stützen und Wände sind gemäß EC1-1-7 [56] und EC1-1-7-NA [45] auf Anpralllasten nachzuweisen. Im Bereich des Hangars werden Flugzeuge mit sogenannten Flugzeugschleppern manövriert und im Hangar geparkt. Im Falle des Schleppens eines Flugzeuges wird im Hangar sehr langsam gefahren, wohingegen der Flugzeugschlepper alleine ohne Flugzeug mit deutlich höheren Geschwindigkeiten fahren kann. Gemäß Produktdatenblätter konventioneller Flugzeugschlepper haben diese ein maximales Eigengewicht von etwa 70 t und können Flugzeuge mit einem maximalen Gewicht von etwa 600 t schleppen [26].

Im Bereich des Hangars ist davon auszugehen, dass die Flugzeuge immer im Leergewicht, also ohne Passagiere und Treibstoff, geschleppt werden. Für die weitere Berechnung könnte repräsentativ für Großraumflugzeuge ein Airbus A380 mit einem Leergewicht von 277 t herangezogen werden [60].

Dadurch ergibt sich im Schleppfall mit geringer Geschwindigkeit das Gesamtgewicht zu 347 t. In EC1-1-7 [56] und EC1-1-7-NA [45] sind diese beiden Lastfälle (Schlepper mit Flugzeug, Schlepper ohne Flugzeug) als äquivalente statische Anprallkräfte nicht geregelt. Daher sollte eine dynamische Anprallberechnung gemäß EC1-1-7 [56] Anhang C in Abstimmung mit den tatsächlich erlaubten Geschwindigkeiten durchgeführt werden. Darauf wird hier verzichtet, da es zweckmäßiger ist, die Anpralllasten durch vor den Stützen gestellte Pollerkonstruktionen aufzunehmen, welche unabhängig vom Hangartragwerk zu sehen sind.

Erdbeben

Gemäß EC8-1-NA [48] ergibt sich für den Standort Schwechat die Zuordnung zur Zonengruppe 3 und eine Referenzbodenbeschleunigung von:

$$a_{gR} = 0,82 \text{ m/s}^2. \quad (4.23)$$

Für den Baugrund wird nach [3] Baugrundklasse D festgelegt. Als Bedeutungskategorie für Hochbauten wird III gewählt, der Bedeutungsbeiwert

$$\gamma_1 = 1,2 \quad (4.24)$$

ist zu berücksichtigen. Die Bemessungsbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A ergibt sich somit zu:

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} = 1,2 \cdot 0,82 \text{ m/s}^2 = 0,984 \text{ m/s}^2. \quad (4.25)$$

Gemäß EC8-1-NA [48] ist ein elastisches Antwortspektrum vom Typ I anzuwenden, die beschreibenden Parameterwerte für die Baugrundklasse D sind daher:

$$S = 1,35, \quad (4.26)$$

$$T_B(s) = 0,20, \quad (4.27)$$

$$T_C(s) = 0,80, \quad (4.28)$$

$$T_D(s) = 2,00. \quad (4.29)$$

Um die Duktilität der Holzkonstruktion zu berücksichtigen, wird der Verhaltensbeiwert für die Duktilitätsklasse DCM, also mittleres Energiedissipationsvermögen, motiviert durch die duktile Ausführung der Dachscheibe durch Vernagelung und der Aussteifungsverbände mittels Stabdübel gewählt zu:

$$q = 2,0. \quad (4.30)$$

Somit kann die Ordinate $S_d(T)$ des Bemessungsspektrums für die weitere lineare Berechnung der Horizontalkomponenten wie folgt ermittelt werden:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (4.31)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q}, \quad (4.32)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \max \left\{ a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right], \beta a_g \right\}, \quad (4.33)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = \max \left\{ a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \beta a_g \right\}, \quad (4.34)$$

wobei als Beiwert für den unteren Grenzwert des Bemessungsspektrums $\beta = 0,2$ berücksichtigt wird.

In Abbildung 4.17 ist das zugehörige Bemessungsspektrum ersichtlich. Hier wurden auch die ersten drei Eigenperioden des Systems eingetragen. Dabei wurde eine dynamische Analyse mit dem Zusatzmodul RF-/DYNAM Pro der FE-Software RFEM 5 [21] (Version 5.30.01) durchgeführt und die Eigenformen EF ermittelt. Dazu wurden die einwirkenden Massen der vorgestellten Außenwände auf die horizontalen Pfosten der Seiten und Rückwand berücksichtigt. Die erste Eigenperiode T_1 beträgt 1,28 s und entspricht einer dominanten Schwingung des Gebäudes in die globale X-Richtung. Danach folgt knapp die zweite Eigenperiode T_2 mit 1,21 s, bei welcher eine dominante Schwingung in die globale Y-Richtung erkennbar ist. Die dritte Eigenperiode T_3 beträgt 0,95 s und resultiert in einer dominanten Schwingung der Dachkonstruktion in vertikaler globaler Z-Richtung.

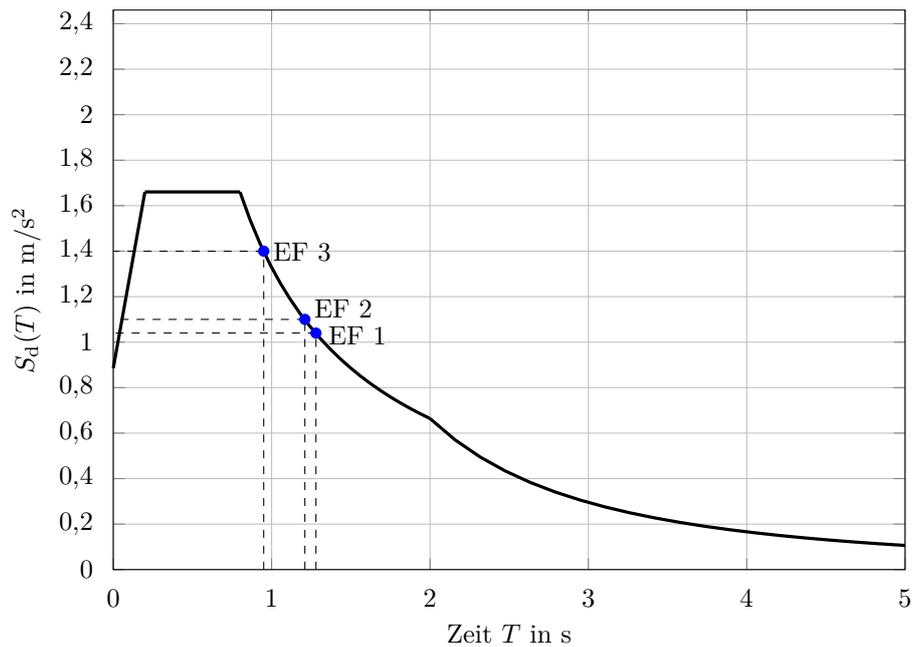


Abb. 4.17: Bemessungsspektrum für eine Bemessungs-Bodenbeschleunigung $a_d = 0,984 \text{ m/s}^2$, einem Verhaltensbeiwert $q = 2,0$ und Baugrundklasse D nach EC8-1 [58] in Verbindung mit EC8-1-NA [48] (die ersten drei Eigenperioden von RF-/DYNAM Pro [21] sind zusätzlich eingetragen)

Brandeinwirkung

Gemäß EC0 [50] ist im Brandfall für eine ausreichende Tragsicherheit während der geforderten Brandwiderstandsdauer zu sorgen und gemäß EC0-1-NA [39] dabei die Verträglichkeit von Verschiebungen zufolge einer Brandeinwirkung zu beachten. In EC1-1-2 [52] in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument EC1-1-2-NA [41] werden Brandeinwirkungen auf Tragwerke geregelt. Hier werden zunächst verschiedene Schutzziele vorgegeben und anschließend werden unterschiedliche Verfahren angegeben, um die Brandeinwirkung auf ein Tragwerk zu beurteilen und die Einhaltung der Schutzziele zu bewerten. Diese Beurteilung kann von vereinfachten Betrachtungsweisen durch nominelle Brandkurven wie der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) bis hin zu Naturbrandmodellen führen, wobei Naturbrandmodelle für diese Art von Bauwerk zu empfehlen sind.

In Abschnitt 1.1.2 wurden bereits die Brandschutzanforderungen für den vorliegenden Hangar angeführt. Diese sind auf Basis der ETK-Brandkurve angegeben. Mit diesen Angaben können die Holzbauteile nach den Angaben im EC5-1-2 [57] in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument [47] nach der Methode mit reduzierten Querschnitten bemessen werden. Am Ende dieser Arbeit wird eine Vorgehensweise für die Systemberechnung eines Ingenieurholzbaustragwerks im Brandfall vorgeschlagen.

Wenn man einen Hangar eines Flughafens hinsichtlich Brandeinwirkung näher betrachtet, so sind einige Aspekte durchaus günstiger als wie z. B. bei Industrielagerhallen, Fabrikgebäuden oder Gebäuden mit großen Personenansammlungen. In der Regel sind die Flugzeuge in einem Hangar nicht betankt. Dies reduziert die Brandlast eines Flugzeuges erheblich. Es ist davon auszugehen, dass sich in diesem Hangar nur nicht betankten Flugzeuge befinden, welche dort geparkt, gewartet und repariert werden. Eine zusätzliche große Brandlast durch Lagergüter oder

Ähnliches kann ausgeschlossen werden. Jedes Gebäude im Flughafengelände hat einen großen Vorteil gegenüber Gebäuden, welche in z. B. einem Industrieviertel einer Stadt oder im ländlichen Bereich angesiedelt sind. Jeder große Flughafen inkludiert auch eine eigene Betriebsfeuerwehr, welche stets alarmbereit ist und vergleichsweise schnell vor Ort sein kann, um einen lokalen Brand zu löschen. So ist die Flughafenfeuerwehr des Flughafen Wien behördlich verpflichtet, jeden Ort innerhalb von drei Minuten ab der Alarmierung bis zum Eintreffen am Einsatzort innerhalb des Flughafengeländes zu erreichen [33]. Es ist empfehlenswert, in einem Hangargebäude Sensorik zu installieren, welche Rauch- und Brandentwicklung so schnell wie möglich und fehlerfrei erkennen kann und unverzüglich die Flughafenfeuerwehr alarmiert.

Ein Vollbrand eines Hangargebäudes ist innerhalb eines Flughafens daher wenig wahrscheinlich. Dies könnte theoretisch durch eine Naturbrandsimulation in die Tragwerksberechnung einfließen und sich bei Beachtung dieser besonderen Parameter günstig auswirken. Notwendig sind dafür die genauen Brandlasten von den eingestellten Flugzeugen. Diese genaue Betrachtung ist aber nur empfehlenswert wenn sich herausstellt, dass eine Systemberechnung im Brandfall höhere Querschnitte als bei der *Kaltbemessung* erfordern würde.

Ungewöhnlich beträchtliche Schneeeinwirkung

Das vorliegende Tragwerk ist grundsätzlich gemäß EC0 [50] für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren konzipiert. Im Sinne einer nachhaltigen Gebäudenutzung ist es vorstellbar, das Gebäude auch darüber hinaus zu benützen. Durch eine längere Nutzungsdauer des Gebäudes steigt aber auch das Risiko einer Schneeeinwirkung, welche oberhalb der normativen Empfehlung liegt. Dies stellt eine realistische Gefahr für das Tragwerk dar und kann als ungewöhnlich beträchtliche Schneeeinwirkung angesehen werden.

In der Vergangenheit wurden bei größeren Schneemengen gefährdete Objekte durch freiwillige Feuerwehren oder dem Bundesheer geräumt, um Einstürze zu verhindern. Die Möglichkeit einer Räumung ist aber nicht immer gegeben. Insbesondere bei Dachflächen, welche vollflächig mit PV-Anlagen ausgestattet sind, würde eine Schneeräumung die PV-Module beschädigen, da diese nicht betreten werden können. Diese Problematik besteht auch im vorliegenden Objekt, da hier auch eine vollflächige PV-Anlage vorliegt.

Um diesen Umstand der fehlenden Möglichkeit einer Schneeräumung Rechnung zu tragen, wird hier ein 100-jähriges Schneeereignis als außergewöhnliche Einwirkung festgelegt und das Tragwerk darauf bemessen. Für den Standort Flughafen Wien-Schwechat nach der österreichischen Schneelastkarte gemäß EC1-1-3-NA [42], welche in der Online-Version in HORA (Natural Hazard Overview & Risk Assessment Austria) [15] verfügbar ist, beträgt die 100-jährliche Schneelast am Boden $s_{100} = 0,90 \text{ kN/m}^2$. In Anhang A ist der Auszug aus HORA ersichtlich. Die 100-jährliche Schneelast ist demnach nur $0,20 \text{ kN/m}^2$ höher als die charakteristische Schneelast s_k . Nach EC0 [50] in Verbindung mit EC0-1-NA [39] sind bei außergewöhnlichen Traglastkombinationen keine Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q zu berücksichtigen. Somit stellt in diesem speziellen Fall die 100-jährliche Schneelast keinen maßgebenden Lastfall dar.

Nach EC1-1-3 [53] und EC1-1-3-NA [42] ist es nicht gefordert, diese Thematik zu berücksichtigen, dennoch erscheint es dem Autor sinnvoll, dies bei jedem Tragwerk erneut zu bewerten. Grundsätzlich ist es auch empfehlenswert, dem Bauherrn oder der Bauherrin diese Problematik umfangreich zu erläutern. Als Hilfestellung für einen tatsächlichen Eintritt einer nicht berücksichtigten außergewöhnlichen Schneeeinwirkung kann ein Räumungsplan der Dachfläche dienen. Hier sollen jene Bereiche eingetragen werden, welche in einer vorgegebenen Reihenfolge geräumt werden sollen, um das Tragwerk mit möglichst wenig Aufwand maximal zu entlasten.

4.1.4 Temperatureinwirkung

Nach den Prinzipien des EC5-1-1 [46] sind unterschiedliche Klimabedingungen für die Baustoffe bei einer Bemessung nach Grenzzuständen zu berücksichtigen. Temperatureinwirkung stellt solch eine unterschiedliche Klimabedingung dar und die Temperatur ist im vorliegenden Objekt als nicht konstant anzusehen. Nach EC1-1-5 [55] und EC1-1-5-NA [44] sind Temperatureinwirkungen auf Gebäude zu berücksichtigen, um einerseits die Tragfähigkeit sicherzustellen und andererseits die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten. Durch die hybride Bauweise der Fachwerkträger mit Zugstangen aus Stahl sind bei Temperatureinwirkung durch die unterschiedlichen Temperatureausdehnungskoeffizienten von Holz und Stahl Systemeffekte zu erwarten. Bei Erwärmung werden die Zugstäbe eine Längenänderung in Form einer positiven Dehnung erfahren, mit einhergehender zunehmender vertikaler Verformung der Fachwerkträger durch teilweisen Verlust der eingepprägten Verkürzung der Zugstäbe. Bei Abkühlung wird die Längenänderung in Form einer Verkürzung auftreten und es sind somit höhere innere Kräfte des Fachwerks zu berücksichtigen. Insbesondere auf die maximal mögliche vertikale Durchbiegung des Fachwerkträgers über dem Rolltor mit $u_{Z,max} = 30 \text{ cm}$ ist besonderes Augenmerk zu legen. Der Hangar ist in den Außenbauteilen gedämmt und wird mittels Bauteilaktivierung der Bodenplatte sowie über abgehängte Deckenstrahler temperiert. Als Temperaturprofil wird eine minimale Innenraumtemperatur

$$T_{in,min} = 0^\circ\text{C} , \quad (4.35)$$

sowie eine maximale Innenraumtemperatur

$$T_{in,max} = 30^\circ\text{C} \quad (4.36)$$

in der allgemeinen Beschreibung und Lastaufstellung [3] festgelegt. Dadurch, dass die Außenbauteile des Hangars gedämmt sind und sämtliche Querschnitte der Fachwerkträger etc. von Innenraumluft umströmt werden können, sind keine linear veränderlichen Temperaturanteile über die Querschnitte zu erwarten, daher ist

$$\Delta T_{M,Querschnitte} = 0^\circ\text{C} . \quad (4.37)$$

Ausschlaggebend für die Ermittlung entscheidende Temperaturunterschiede im Tragwerk ist die Aufstelltemperatur T_0 der Bauteile. Diese hängt natürlich stark von der Jahreszeit ab. Für den Standort Schwechat mit einer Seehöhe von 173 m (gemäß Anhang A) kann nach EC1-1-5-NA [44] die maximale Außenlufttemperatur $T_{out,max}$ sowie die minimale Außenlufttemperatur $T_{out,min}$ ermittelt werden. Dabei ergibt sich die maximale Außenlufttemperatur zu:

$$T_{out,max} = 39 - k h = 39 - 0,006 \cdot 173 = 37,96^\circ\text{C} \approx 38^\circ\text{C} , \quad (4.38)$$

wobei h die Seehöhe in Meter m darstellt und k einen Koeffizienten in $^\circ\text{C}/\text{m}$ beschreibt. Die minimale Außenlufttemperatur wird mit

$$T_{out,min} = -28^\circ\text{C} , \quad (4.39)$$

repräsentativ für die Flachlandschaften am Alpenostrand nach EC1-1-5-NA [44] festgelegt. Dieses Außentemperaturprofil für den Standort Schwechat, insbesondere im Minus-Bereich, ist nicht repräsentativ für die Aufstelltemperatur T_0 . Es wird angenommen, dass Montagearbeiten

nicht unter -8°C und nicht über 38°C stattfinden werden und das Montagetemperaturprofil folgendermaßen festgelegt wird:

$$T_{\text{out,max,Montage}} = 38^{\circ}\text{C} , \quad (4.40)$$

$$T_{\text{out,min,Montage}} = -8^{\circ}\text{C} . \quad (4.41)$$

Somit ergeben sich unter Berücksichtigung von (4.35) und (4.36), (4.40) und (4.41) folgende extremen Temperaturunterschiede:

$$\Delta T_{\text{min}} = T_{\text{in,min}} - T_{\text{out,max,Montage}} = 0^{\circ}\text{C} - 38^{\circ}\text{C} = -38^{\circ}\text{C} , \quad (4.42)$$

sowie

$$\Delta T_{\text{max}} = T_{\text{in,max}} - T_{\text{out,min,Montage}} = 30^{\circ}\text{C} - -8^{\circ}\text{C} = 38^{\circ}\text{C} . \quad (4.43)$$

Gemäß EC1-1-5 [55] wird für Stahl ein Temperatureausdehnungskoeffizient $\alpha_{\text{T,Stahl}} = 12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ verwendet. Aufgrund der großen Abmessungen der Fachwerksgurte aus Brettschichtholz ist zu erwarten, dass sich die Temperatur ab Werk aufgrund der geringen Wärmeleitfähigkeit von Holz nur in den Randzonen an die Aufstelltemperatur anpasst und somit keine großen Temperaturunterschiede über den gesamten Querschnitt zu erwarten sind. Des Weiteren nimmt bei Erwärmung des Bauteils die Holzfeuchte ab und das Bauteil schwindet somit entgegen der Ausdehnungsrichtung, hervorgerufen durch Erwärmung. Diese gegenläufigen Vorgänge sind höchst komplex und nur schwer zu erfassen bzw. zu prognostizieren. Aufgrund der Tatsache, dass der Temperatureausdehnungskoeffizient von Fichtenholz in Faserrichtung $\alpha_{\text{T,Fichte,längs}}$ nach Niemz und Sonderegger [38] mit ca. $3,5 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ deutlich geringer als Stahl ist und sich das Quell- und Schwindverhalten in Faserrichtung gegenläufig zu den Temperatureinwirkungen verhält, wird auf die Berücksichtigung der Temperatureinwirkung bei den Holzbauteilen verzichtet. Dies ist auch durch die thermische Trägheit von Holzbauteilen im Vergleich zu den Stahlbauteilen begründet. Bis sich ein kompletter Holzquerschnitt aufgrund einer Temperaturänderung erwärmt oder abkühlt, vergeht ein deutlich längerer Zeitraum als bei Stahlquerschnitten. Im EC5-1-1 [46] ist für Temperatureinwirkung keine Klasse der Lasteinwirkungsdauer KLED festgelegt. Für die Berechnung des Hangars wird die Größenordnung der akkumulierten Dauer der Temperatureinwirkung mit kürzer als eine Woche festgelegt, welche nach EC5-1-1 [46] der Klasse der Lasteinwirkungsdauer „kurz“ entspricht. In Abbildung 4.18 sind die beiden Temperaturlastfälle ΔT_{min} und ΔT_{max} repräsentativ für alle Fachwerkbinder schematisch dargestellt. Auch sämtliche anderen Stahlbauteile der Verbände etc. werden diese Temperaturbeanspruchungen unterzogen, diese werden aber hier nicht gesondert dargestellt.

4.1.5 Imperfektionen

Die Systemberechnung in der FE-Software erfolgt nach Theorie II. Ordnung, somit werden sämtliche Stabilitätsprobleme auf Spannungsebene betrachtet. Damit eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung korrekt durchgeführt werden kann, sind Vorverformungen bzw. Imperfektionen bei potenziell gefährdeten Bauteilen mit Drucknormalkraft anzusetzen.

EC5-1-1 [46] gibt diesbezüglich Hinweise auf Vorverkrümmungen und Schiefstellungen. Diese sind möglichst affin zu den jeweiligen Knickfiguren bzw. Eigenformen des Tragsystems anzusetzen. Wahlweise ist es empfehlenswert, bei kritischen Druckbauteilen, sogenannten „Key Members“, die Vorverkrümmungen bzw. Schiefstellungen höher, also ungünstiger anzusetzen. Die Ermittlung der jeweiligen Knickfiguren bzw. Eigenformen und zugehöriger Verzweigungslastfaktoren ist

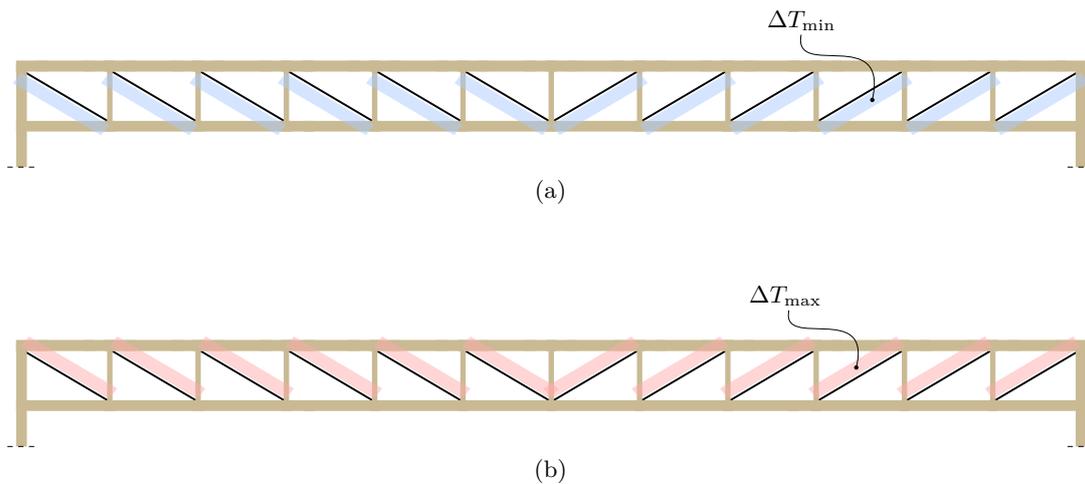


Abb. 4.18: Qualitative Darstellung der Temperaturlastfälle (a) ΔT_{\min} und (b) ΔT_{\max} am Fachwerkträger

dafür notwendig. Bei der Erstellung der vorliegenden Arbeit wurde festgestellt, dass genau diese Eigenformen und Verzweigungslastfaktoren unter anderem von folgenden Einflüssen abhängen:

- Lastkonfiguration bzw. Richtung der Lasteinwirkung,
- Querschnittsabmessungen und Querschnittssteifigkeiten,
- Ausbildung der Knoten mit Exzentrizitäten und Nachgiebigkeiten,
- Ausbildung der Dachscheibe (Nachgiebigkeiten der Liniengelenke, MembranstEIFigkeit).

Hierbei ist anzumerken, dass das System besonders sensibel auf die Ausbildung der Dachscheibe reagiert hat. Dies wird später in diesem Kapitel noch gezeigt.

Die Ermittlung der Eigenformen geht bei größeren Systemen mit einer erhöhten Rechenzeit einher. Daher macht es Sinn, bereits im Vorhinein qualitativ die maßgebenden Druckbauteile ohne Berechnung zu identifizieren. Diese sind bei dem vorliegenden Tragsystem:

- Obergurte der Fachwerkträger,
- vertikale Pfosten der Fachwerkträger,
- horizontale Pfosten in Untergurtebene quer zu den Fachwerkträgern,
- sämtliche Stützen der Seitenwände und der Rückwand,
- Diagonalen und horizontale Pfosten der Seitenwände und der Rückwand (je nach Lasteinwirkung Zug- oder Druckbauteil),
- Flachdachträger (je nach Lasteinwirkung Zug oder Druckbauteil).

Für Bauteile, welche in allen Lastkombinationen eine permanente Zugnormalkraftbeanspruchung aufweisen, sind keine Imperfektionen anzusetzen. Dies ist hier für die Untergurte der Fachwerkträger der Fall.

Systematische Ermittlung der maßgebenden Eigenformen

Wie schon erwähnt sind die Imperfektionen möglichst ähnlich zur jeweiligen Knickfigur der Verzweigungslast anzusetzen. Die Verzweigungslasten sind unter anderem abhängig von den

einwirkenden Lasten bzw. Lastkombinationen und deren Wirkungsrichtungen. Um möglichst alle relevanten Verzweigungslastfälle abzudecken, werden anhand der markantesten bzw. den auf das Systemverhalten einflussreichsten Lasten, Lastkombinationen für die Ermittlung der jeweiligen Verzweigungslasten erstellt. Diese einflussreichsten Lastfälle stellen sämtliche Lastfälle mit ständigen Lasten, die Windlasten mit den unterschiedlichen Einwirkungsrichtungen bei geschlossenen Toren und Unterdruck im Gebäudeinneren sowie der Schneelastfall dar. Mit diesen Lastfällen werden Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) erstellt und nach Theorie I. Ordnung berechnet. Diese Lastkombinationen lauten wie folgt:

LK 1 - ULS ständige Lasten,

LK 2 - ULS ständige Lasten und Schnee,

LK 3 - ULS ständige Lasten und Schnee (leitend) mit Wind von Nord mit Unterdruck,

LK 4 - ULS ständige Lasten und Schnee (leitend) mit Wind von Ost mit Unterdruck,

LK 5 - ULS ständige Lasten und Schnee (leitend) mit Wind von Süd mit Unterdruck,

LK 6 - ULS ständige Lasten und Schnee (leitend) mit Wind von West mit Unterdruck.

Die genaue Zusammenstellung dieser Lastkombinationen ist in Abschnitt 4.2.1 ersichtlich.

Der Grund für eine Berechnung dieser Lastkombinationen LK 1–6 nach Theorie I. Ordnung liegt darin, dass vor Berechnung der Eigenformen noch keine Imperfektionen angesetzt werden können, da die Eigenformen noch nicht bekannt sind. Werden aber bereits Imperfektionen qualitativ nach Erfahrung angesetzt und eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt und auf Basis dieser Lastkombination die Eigenformen ermittelt, können diese angesetzten Imperfektionen wiederum Einfluss auf die Ausbildung der Eigenformen haben. Dementsprechend wurde die Vorgangsweise gewählt, die Eigenformen anhand der perfekten Geometrie und einer Berechnung nach Theorie I. Ordnung zu ermitteln. Der Nachteil dabei ist aber, dass nicht gleich im Vorhinein vor Berechnung der Eigenformen ein Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden kann, denn eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung erkennt Stabilitätsversagen nicht. Dadurch, dass im Anschluss nach Ermittlung der Eigenformen sämtliche darauf basierenden Imperfektionen angesetzt werden und die Berechnung der Lastkombinationen für ULS und SLS nach Theorie II. Ordnung durchgeführt wird, kann dieser Nachteil wieder kompensiert werden. Denn eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung erkennt Stabilitätsversagen und das System würde bei einem Verzweigungslastfaktor $< 1,0$ instabil werden und keine Ergebnisse darstellen bzw. berechnen.

Analyse der maßgebenden Eigenformen

Anschließend werden die ersten 80 Verzweigungslasten und Eigenformen für jede dieser Lastkombinationen LK 1–6 ermittelt und analysiert. Dies erfolgt in der FE-Software RFEM 5 (Version 5.30.01) der Firma DLUBAL Software GmbH [21] mit dem Zusatzmodul RF-STABIL.

Grundsätzlich ist hier entscheidend die kleinste Eigenform zu finden, welche ein Globalversagen des Gesamtsystems darstellt. Diese Methodik bzw. Vorgehensweise wurde bei allen Berechnungsmodellen durchgeführt. Durch den Einfluss von unterschiedlichen Gelenksdefinitionen (Nachgiebigkeiten), Querschnittsabmessungen etc. sind die jeweiligen Eigenformen und zugehörige Verzweigungslastfaktoren je Berechnungsmodell unterschiedlich. Um die Arbeit übersichtlich zu gestalten, wird für die nachfolgenden Ausführungen lediglich das *erweiterte Basismodell* herangezogen, welches in Abschnitt 4.4 ausführlich dargestellt wird.

Aus der Analyse aller Verzweigungslasten lässt sich feststellen, dass die ersten Eigenformen aller Lastkombinationen ein lokales Versagen der vertikalen Pfosten im Fachwerk, der horizontalen Pfosten in Untergurtebene quer zu den Fachwerkträgern, oder der Wanddiagonalen aufweisen. Dies ist je nach Lastkombination bis zu den Eigenformen Nummer 7–20 der Fall. Der minimale Verzweigungslastfaktor liegt hier bei 1,97 von LK 5 mit einem Versagen eines vertikalen Fachwerkpfostens in Form seitlichen Ausknickens um die schwächere lokale y -Achse (siehe Abbildung 4.19).

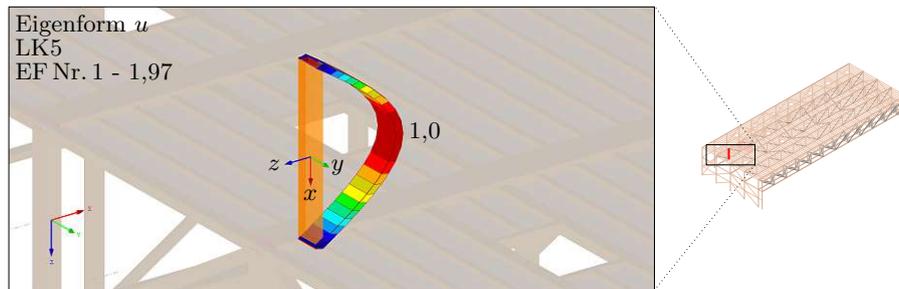


Abb. 4.19: Erste Eigenform von Lastkombination LK 5 mit Verzweigungslastfaktor 1,97

Das Versagen einer Wanddiagonalen ist exemplarisch in Abbildung 4.20 dargestellt und tritt hier bei Lastkombination LK 3 als Eigenform Nummer 9 mit Verzweigungslastfaktor 2,68 in Form seitlichen Ausknickens um die lokale z -Achse auf.

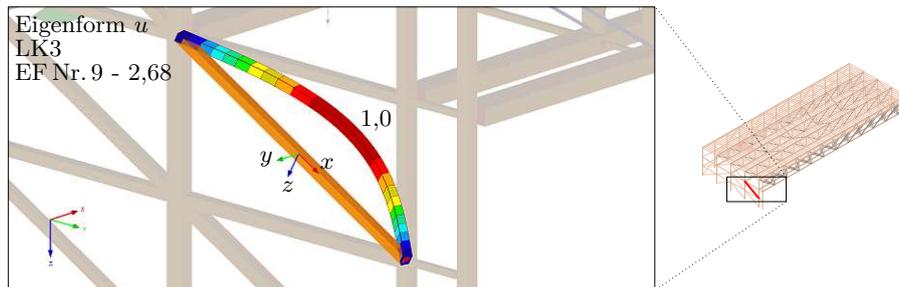


Abb. 4.20: Eigenform Nummer 9 von Lastkombination LK 3 mit Verzweigungslastfaktor 2,68

Das Versagen der horizontalen Pfosten in Höhe der Untergurte quer zu diesen ist exemplarisch in Abbildung 4.21 dargestellt und tritt hier bei Lastkombination LK 3 als Eigenform Nummer 26 mit Verzweigungslastfaktor 3,49 in Form seitlichen Ausknickens um die lokale z -Achse auf.

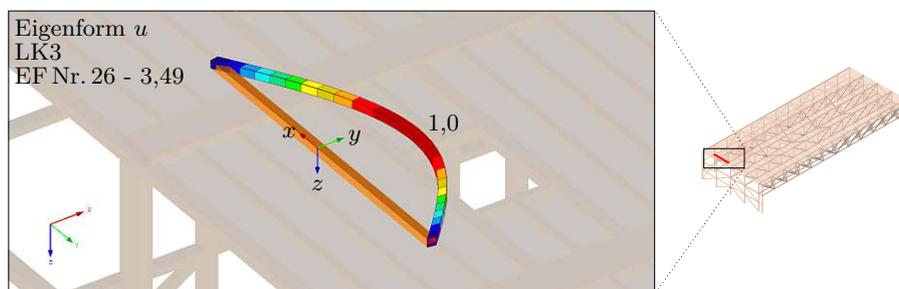
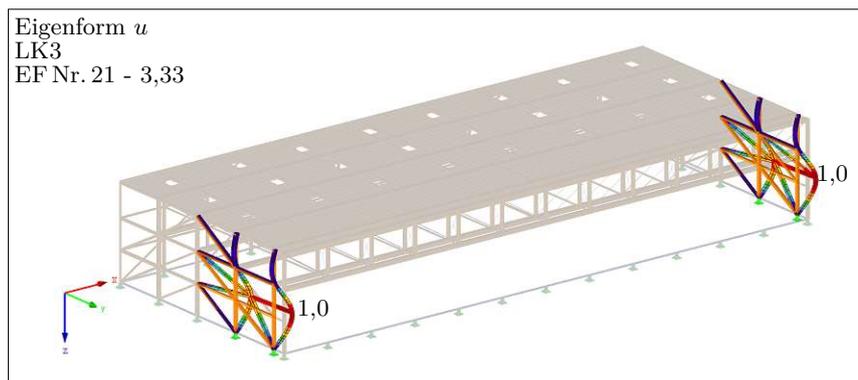
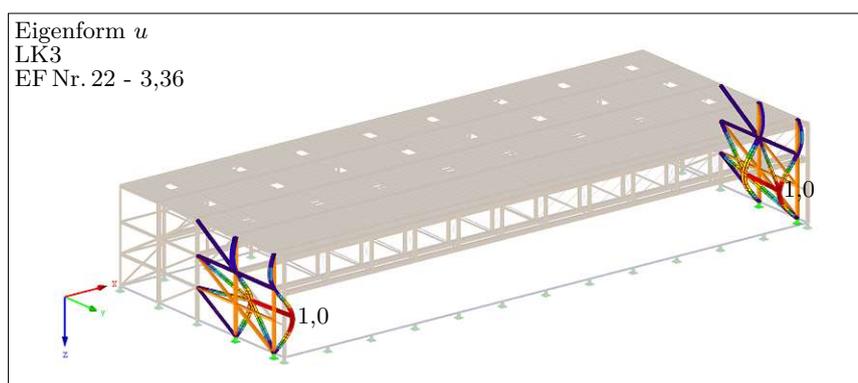


Abb. 4.21: Eigenform Nummer 26 von Lastkombination LK 3 mit Verzweigungslastfaktor 3,49

Nach den lokalen Versagenszenarien tritt tendenziell bei allen Lastkombinationen ein *semiglobales Versagen* der Seitenwandstützen auf, wie etwa Eigenform Nummer 21 von LK 3 mit dem Verzweigungslastfaktor 3,33 in Abbildung 4.22a zeigt. Diese Eigenform der Seitenstützen tritt antimetrisch in Richtung der globalen X-Achse auf. In nur einem geringen Abstand, und zwar bei Verzweigungslastfaktor 3,36 und Eigenform Nummer 22 tritt eine symmetrische Eigenform der Stützen auf und ist in Abbildung 4.22b ersichtlich. Dieses *semiglobale Versagen* der Seitenwandstützen tritt bei allen Lastkombinationen in einem ähnlichen Bereich der Verzweigungslastfaktoren und mit qualitativ ähnlicher Ausbildung der Eigenformen auf.



(a)



(b)

Abb. 4.22: (a) antimetrische Eigenform Nummer 21 mit Verzweigungslastfaktor 3,33 und (b) antimetrische Eigenform Nummer 22 mit Verzweigungslastfaktor 3,36, beide bei LK 3

Nach diesem *semiglobalen Versagen* der Seitenwandstützen tritt tendenziell das Versagen der Obergurte in Form von einer wellenförmigen Ausknickung um die schwache lokale y -Achse in vertikaler globaler Z -Richtung auf. In Abbildung 4.23 ist beispielhaft dieses Versagenszenario anhand Eigenform Nummer 39 mit Verzweigungslastfaktor 3,92 bei LK 6 in Form des Ausknickens des Obergurtes in Achse © dargestellt.

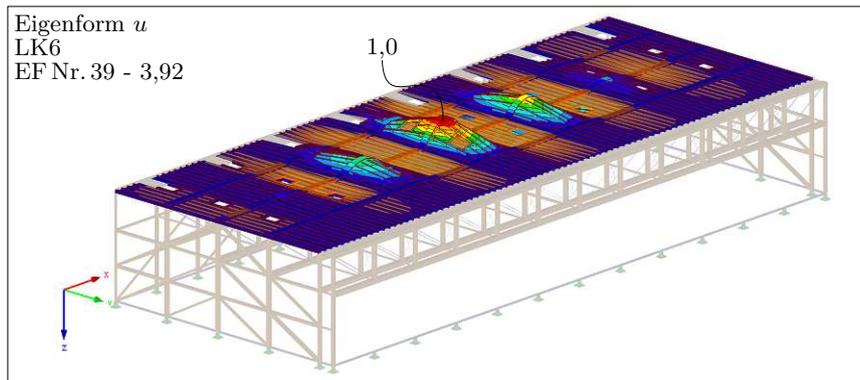


Abb. 4.23: Eigenform Nummer 39 mit Verzweigungslastfaktor 3,92 bei LK 6

Bei größeren Verzweigungslasten tritt oftmals alternierendes Ausknicken der Flachdachträger quer zur Dachebene, also abwechselnd in positiver und negativer globaler Z-Richtung auf. In Abbildung 4.24 ist diese Versagensform anhand Eigenform Nummer 53 mit Verzweigungslastfaktor 4,33 bei LK 6 ersichtlich.

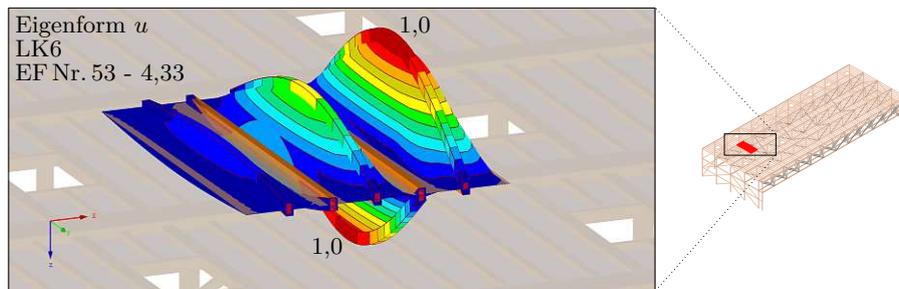


Abb. 4.24: Eigenform Nummer 53 mit Verzweigungslastfaktor 4,33 bei LK 6

Diese gezeigten Versagensfiguren decken grundsätzlich qualitativ alle signifikanten Eigenformen ab. Ein *globales Versagen* des gesamten Tragwerks würde alle Obergurte in Form einer seitlichen Ausweichung um die starke lokale z-Achse in horizontaler globaler Y-Richtung begleitet von einer wellenförmigen Ausknickung der Obergurte um die schwache lokale y-Achse in vertikaler globaler Z-Richtung betreffen. In der Analyse der Eigenformen der einzelnen Lastkombinationen jeweils bis zur Eigenform Nummer 80 konnte so ein *globales Versagen* nicht beobachtet werden. Die Eigenformen bis Nummer 80 sind qualitativ ähnlich zu den bisher gezeigten und betreffen nur einzelne Bauteile oder Bauteilgruppen, nie aber das gesamte Dachtragwerk.

Die Dachfläche ist durch die Verwendung von OSB-Platten als eine sehr *steife* Scheibe anzusehen. Mindert man nun beim *erweiterten Basismodell* die gesamten Membransteifigkeiten inkl. der Scheibenschubsteifigkeit auf 10% ab, so kann ein *globales Versagen* in Form einer seitlichen Ausweichung sämtlicher Obergurte um die starke lokale z-Achse in horizontaler globaler Y-Richtung und zusätzlichem wellenförmigen Ausknicken quer zur Dachfläche beobachtet werden. In Abbildung 4.25 ist beispielhaft dieses Versagensszenario anhand Eigenform Nummer 76 mit Verzweigungslastfaktor 4,57 bei LK 6 eines *adaptierten erweiterten Basismodells* mit abgeminderten OSB-Steifigkeiten dargestellt.

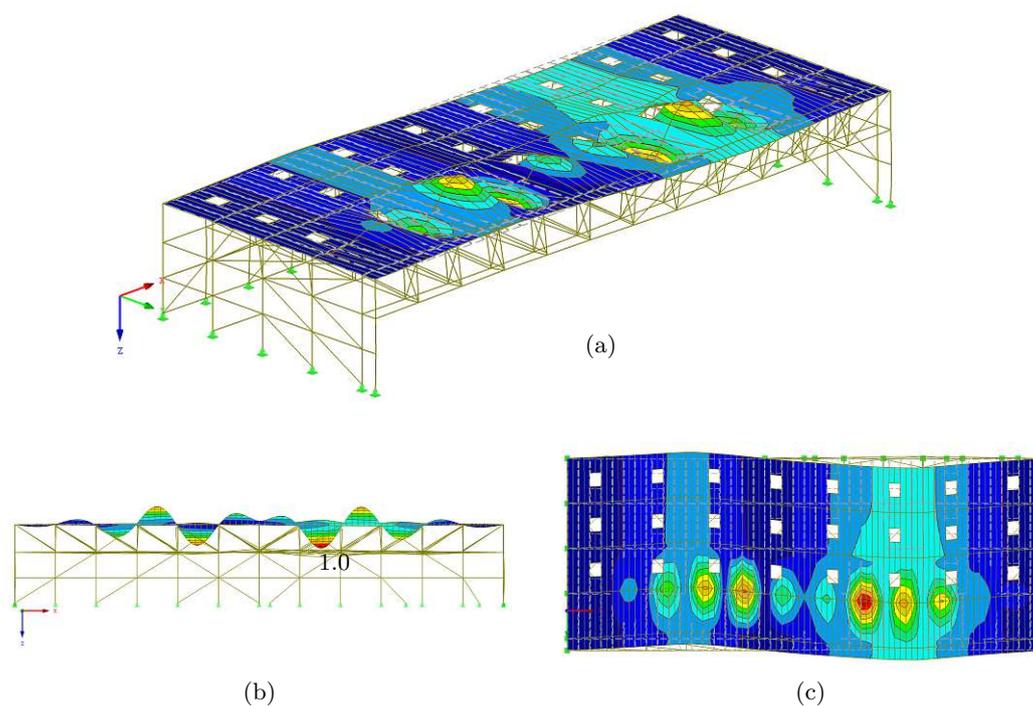


Abb. 4.25: Eigenform Nummer 76 mit Verzweigungslastfaktor 4,57 bei LK 6 eines *adaptierten erweiterten Basismodells* dargestellt am (a) gesamten System als Axonometrie, (b) als Frontalansicht und (c) als Draufsicht

Um im *erweiterten Basismodell* bei allen Lastkombinationen ein *globales Versagen* der gesamten Tragwerkskonstruktion aufzuzeigen, müsste in den jeweiligen Lastkombinationen die Anzahl der zu berechnenden Eigenformen deutlich erhöht werden. Das erscheint aufgrund der bereits sehr hohen Verzweigungslastfaktoren von größer 4,5 als nicht sinnvoll. Die ermittelten Eigenformen reichen aus, um qualitativ affin dazu die Imperfektionen zuzuordnen.

Zuordnung affiner Imperfektionen zu den Bauteilen

Nach der umfangreichen Analyse der Eigenformen kann nun mit der Erstellung der Imperfektionslastfälle begonnen werden.¹

Der EC5-1-1 [46] gibt Angaben für die notwendige Schiefstellung ϕ und für eine sinusförmige Vorkrümmung mit der Amplitude bzw. Ausmitte e an. Diese sind:

- Schiefstellung $\phi = 0,005\sqrt{\frac{5}{h}} = \frac{1}{365}$ (hier mit Stützhöhe $h = 16,60$ m),
- Ausmitte $e = \frac{\ell}{400}$ (mit ℓ als Bauteillänge).

Anhand der analysierten Eigenformen werden nachfolgend die darauf basierenden Imperfektionen je Bauteilgruppe abgehandelt. Unterschieden wird hier zwischen fünf Bauteilgruppen:

1. Bauteilgruppe bestehend aus:
 - vertikale Pfosten der Fachwerkträger,
 - horizontale Pfosten in Untergurtebene quer zu den Fachwerkträgern,
 - Diagonalen der Seitenwände sowie der Rückwand,
 - horizontale Pfosten der Seitenwände sowie der Rückwand,
2. Bauteilgruppe bestehend aus den Stützen der Seitenwände,
3. Bauteilgruppe bestehend aus den Stützen der Rückwand,
4. Bauteilgruppe bestehend aus den Obergurten der Fachwerkträger,
5. Bauteilgruppe bestehend aus den Flachdachträgern.

1. Bauteilgruppe

Die Bauteile aus dieser Bauteilgruppe erhalten lediglich Vorkrümmungen über die gesamte Bauteillänge ℓ , gleichzeitig wirkend in beide Hauptachsenrichtungen mit einer Ausmitte von $e = \frac{\ell}{400}$. Beispielhaft ist dies anhand eines fiktiven Bauteils in Abbildung 4.26 dargestellt.

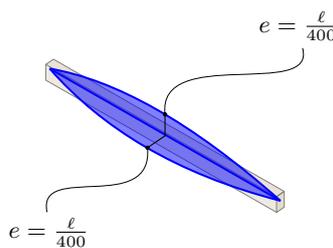


Abb. 4.26: Qualitative Darstellung der Imperfektionen für die vertikalen Pfosten der Fachwerkträger, der horizontalen Pfosten in Untergurtebene quer zu den Fachwerkträgern, der Diagonalen in den Seitenwänden sowie der Rückwand und die horizontalen Pfosten der Seitenwände sowie der Rückwand

¹Es sei hier erwähnt, dass nicht die gesamte Analyse der Eigenformen in diesem Beitrag dokumentiert wurde, sondern nur die für den Autor notwendigen Fälle, um die Charakteristik der Eigenformen für den/die Leser:in fassbar zu machen.

2. Bauteilgruppe

Die Stützen der Seitenwände sind gekennzeichnet durch symmetrische sowie antimetrische Eigenformen unterschiedlicher Ausprägung. Weiters können diese Eigenformen auch innerhalb der Seitenwände alternierend in unterschiedliche Richtungen auftreten. Um sämtliche Szenarien abbilden zu können, würden sehr viele Konfigurationen der Imperfektionen notwendig sein. Dies erscheint hier nicht sinnvoll, da die Charakteristik der Eigenformen immer gleich ist. In Abbildung 4.27 sind die beiden Imperfektionen (antimetrischer und symmetrischer Fall) in Ebene der Hauptträgerachsen dargestellt. Aus Ebene der Hauptträgerachsen in globaler Y-Richtung sind keine signifikanten Versagensfälle der Stützen in der Analyse festgestellt worden.

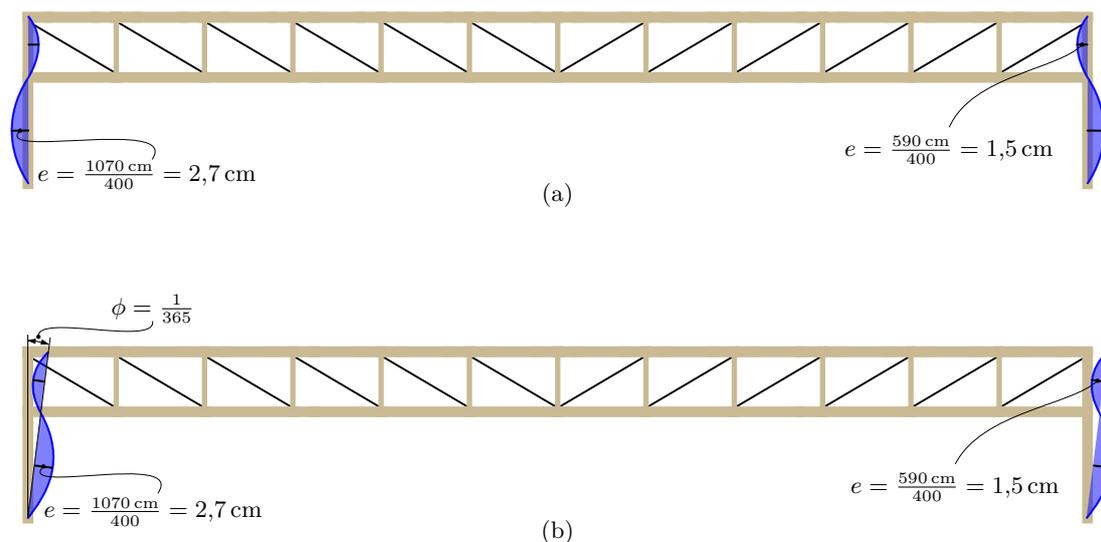


Abb. 4.27: Darstellung der Imperfektion für die Stützen der Seitenwände in Achse ① und ⑬ in Ebene der Achsen ① – ⑥ für den (a) symmetrischen Fall und (b) antimetrischen Fall

Anhand der *semiglobalen* Versagensformen werden die Imperfektionen für die Stützen aus der Ebene wie in Abbildung 4.28 dargestellt angesetzt.

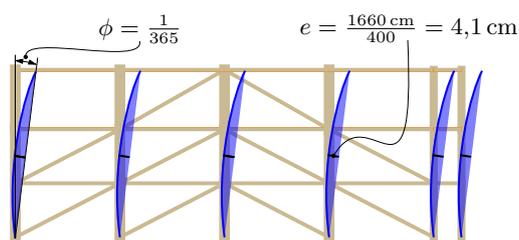


Abb. 4.28: Darstellung der Imperfektion für die Stützen der Seitenwände in Achse ① und ⑬ aus Ebene der Achsen ① – ⑥

3. Bauteilgruppe

Für die Stützen der Rückwand haben sich bei der Analyse der Eigenformen keine maßgebenden Versagensszenarien herauskristallisiert. Es ist davon auszugehen, dass diese Stützen aber dennoch bei höheren Eigenformen versagen werden. Die Schiefstellung und die Vorkrümmung wird daher durch Grenzwertbetrachtung der Randbedingungen abgeschätzt und den globalen Versagensformen angepasst. In Abbildung 4.29 sind die Imperfektionen für die Stützen in Ebene der Achse ① und in Abbildung 4.30 aus Ebene der Achse ① dargestellt.

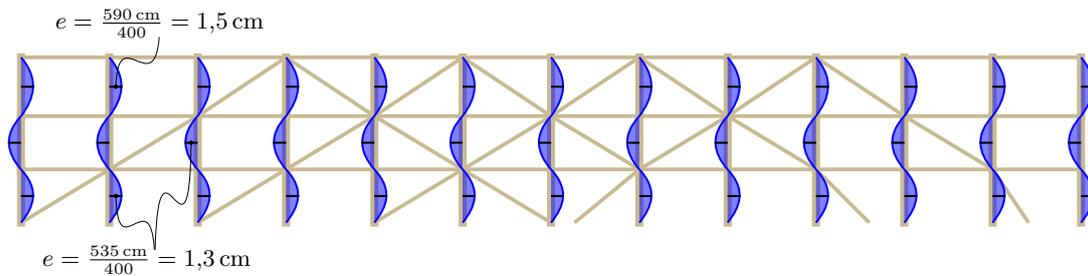


Abb. 4.29: Darstellung der Imperfektion für die Stützen der Rückwand in Ebene der Achse ①

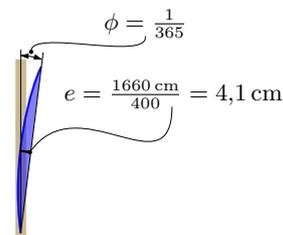


Abb. 4.30: Darstellung der Imperfektion für die Stützen der Rückwand aus Ebene der Achse ①

4. Bauteilgruppe

Aus der Analyse der Eigenformen ergibt sich für die Obergurte der Fachwerkträger primär als Versagensform ein wellenförmiges Ausknickverhalten in vertikaler globaler Z-Richtung um die schwache lokale y-Achse. Eigenformen der Obergurte in horizontaler Richtung um die starke lokale z-Achse sind in den analysierten Verzweigungslastbereichen nicht aufgetreten. Dies liegt daran, dass die Dachscheibe insgesamt sehr *steif* reagiert und ein Stabilitätsversagen der gesamten Dachscheibe in horizontaler globaler Y-Richtung unwahrscheinlich ist. Dennoch haben sich bei früheren FE-Modellen ohne Modellierung der Dachscheibe als orthotrope Fläche bzw. adaptierten FE-Modellen sehr wohl Eigenformen in diese Richtung eingestellt, wie auch Abbildung 4.25 zeigt. Je nach Steifigkeit waren diese wellenförmig oder halbwellenförmig ausgebildet. Grundsätzlich lässt sich anmerken, dass die Eigenformen der Dachscheibe somit sehr stark von der tatsächlichen Ausführung der Aussteifung als auch von der Modellbildung abhängen.

Es ist somit empfehlenswert, neben der primären Versagensform auch die sekundäre Versagensform der Obergurte zu berücksichtigen. Diese zwei Versagensformen können sehr gut in gleichzeitig wirkenden Vorkrümmungen in beide Achsenrichtungen berücksichtigt werden, wie Abbildung 4.31 zeigt. Für die Obergurte wird eine zum EC5-1-1 [46] abweichende Vorkrümmungsamplitude e mit $\frac{\ell}{800}$ in vertikaler globaler Z-Richtung und e mit $\frac{\ell}{1000}$ in horizontaler globaler Y-Richtung gewählt, da ansonsten unrealistisch hohe Anfangsauslenkungen (insbesondere in horizontaler Richtung) generiert werden. Weiters wird angenommen, dass die Ausführungsqualität dieser Träger als sehr hoch einzustufen ist. Eine ähnliche Argumentation findet sich zum Faktor k_ℓ für die Berechnung der Ersatzlast bei aussteifenden Dachverbänden und Berechnung der wirkenden

Ersatzlast auf diese Verbände nach EC5-1-1 [46] in Beitrag B15 in Blass et al. [14]. Hier wird angenommen, dass bei einer Trägerlänge größer als 15 m eine höhere Ausführungsgenauigkeit zu erwarten ist und die Vorverformungen nicht mehr proportional zur Spannweite stehen und somit die Ersatzbelastung dadurch abgemindert werden kann. Unterstützt wird diese Argumentation von Kuhlmann und Töpler [34], hier wurde anhand von 25 untersuchten Holzbaubauobjekten herausgefunden, dass die Vorkrümmungsamplitude im derzeitigen EC5-1-1 [46] mit $e = \frac{\ell}{400}$ zu konservativ ist. Aus den Imperfektionsmessungen und anschließenden numerischen Simulationen wird eine Vorkrümmungsamplitude mit $e = \frac{\ell}{1000}$ empfohlen. Diese Empfehlung hat auch Eingang in die neue Generation des EC5 gefunden, wie den derzeitigen Entwürfen zum EC5-1-1 zu entnehmen ist, siehe [61]. Generell ist es empfehlenswert, die geometrischen Imperfektionen während der Ausführung zu vermessen und mit den in der Berechnung angesetzten zu vergleichen und zu kontrollieren.

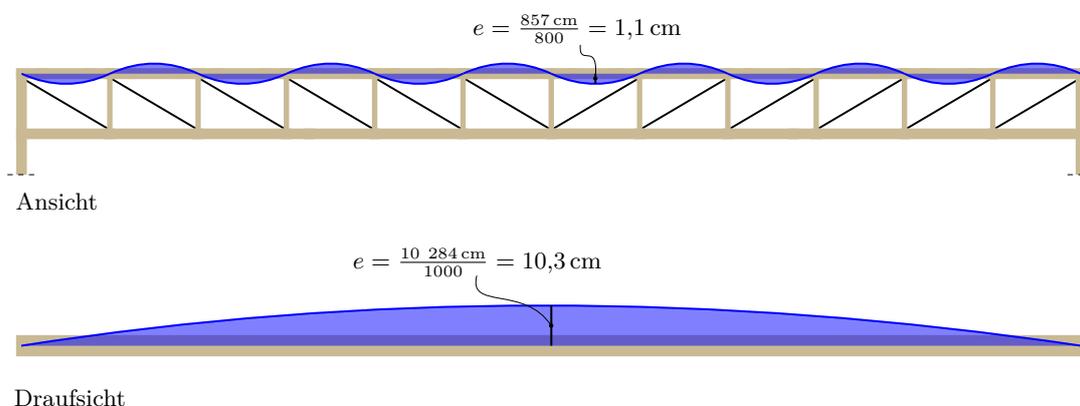


Abb. 4.31: Qualitative Darstellung der Imperfektionen für die Obergurte der Fachwerkträger in der Ansicht (vertikales Knickverhalten um die schwache y-Achse) und im Grundriss (horizontales Ausknicken der gesamten Dachscheibe in globale Y-Richtung)

5. Bauteilgruppe

Die Flachdachträger weisen anhand der Analyse der Eigenformen, sofern Drucknormalkräfte in diesen vorhanden sind, ein alternierendes Ausknickverhalten in vertikaler globaler Z-Richtung um die starke lokale y-Achse auf. Dementsprechend wird hier eine alternierende Vorkrümmung, wie in Abbildung 4.32 dargestellt, mit einer Ausmitte $e = \frac{\ell}{400}$ berücksichtigt. Aufgrund der aussteifenden Wirkung der OSB-Platten kommt es bei den Flachdachträgern zu keinem horizontalen Ausknicken um die schwache lokale z-Achse.

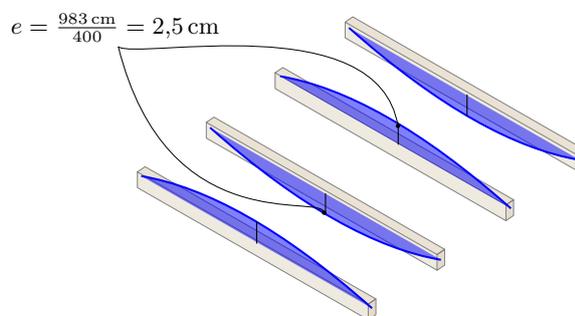


Abb. 4.32: qualitative Darstellung der alternierenden Vorkrümmung der Flachdachträger in vertikaler globaler Z-Richtung

4.1.5.1 Imperfektionslastfälle

Die Imperfektionen je Bauteilgruppe werden nun zu gesamten Imperfektionslastfällen zusammengefügt, in denen sowohl das *lokale Versagen* von einzelnen Bauteilen als auch das *globale Versagen* der ganzen Tragwerkskonstruktion bzw. der Dachkonstruktion berücksichtigt wird. Dabei wird zwischen einem symmetrischen und antisymmetrischen Versagensfall unterschieden. In Abbildung 4.33 ist der Imperfektionslastfall „symmetrisch“ getrennt für die Imperfektion in Richtung der globalen X und Z-Achse und in globaler Y-Achse dargestellt. In Abbildung 4.34 ist der Imperfektionslastfall „antisymmetrisch“ getrennt für die Imperfektion in Richtung der globalen X und Z-Achse und in globaler Y-Achse dargestellt. Bei den beiden Abbildungen wurde bewusst auf die Darstellung der Imperfektionen für die Wanddiagonalen, Pfosten der Wände, Flachdachträger etc. verzichtet, um die Übersichtlichkeit zu bewahren und den Fokus auf die Primärbauteile zu legen. Die Imperfektionen der anderen Bauteile, welche hier nicht dargestellt sind, werden jedoch selbstverständlich gleichzeitig wirkend in jedem Imperfektionslastfall angesetzt.

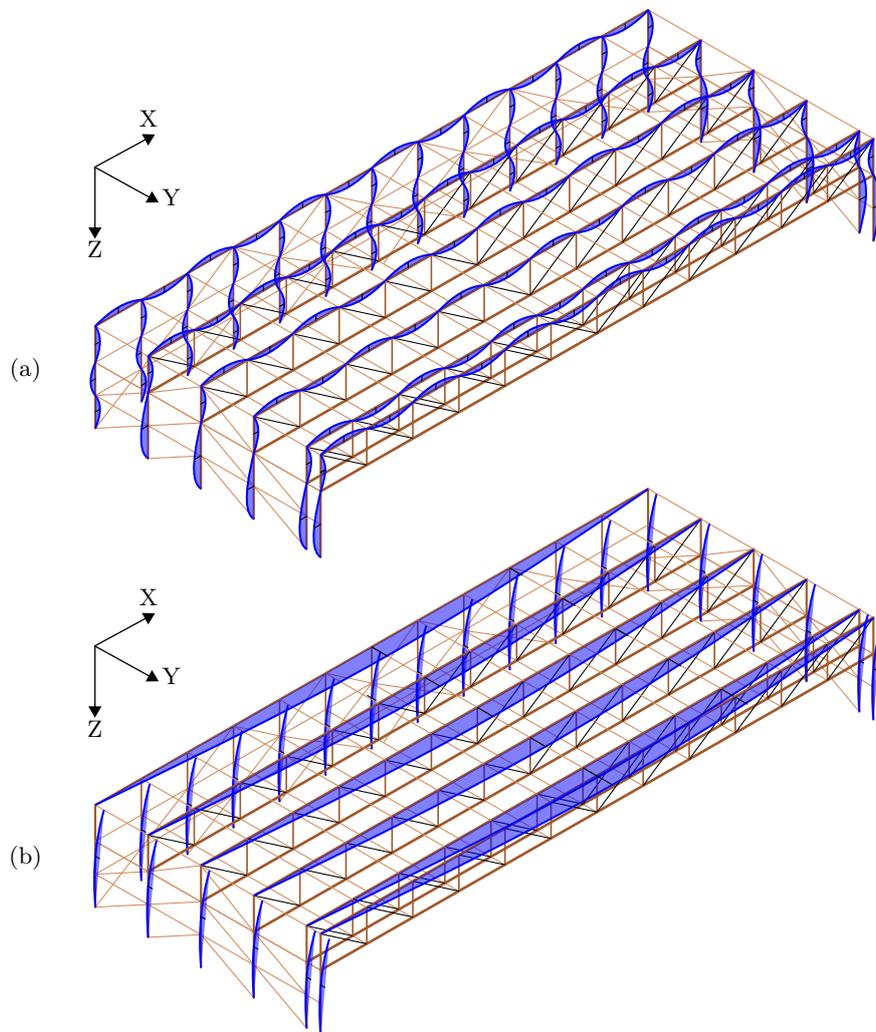


Abb. 4.33: Imperfektionen des Primärtragwerks (Hauptbauteile) für den Imperfektionslastfall „symmetrisch“ getrennt in (a) Imperfektionen in Richtung der globalen X und Z-Achse und (b) Imperfektionen in Richtung der globalen Y-Achse

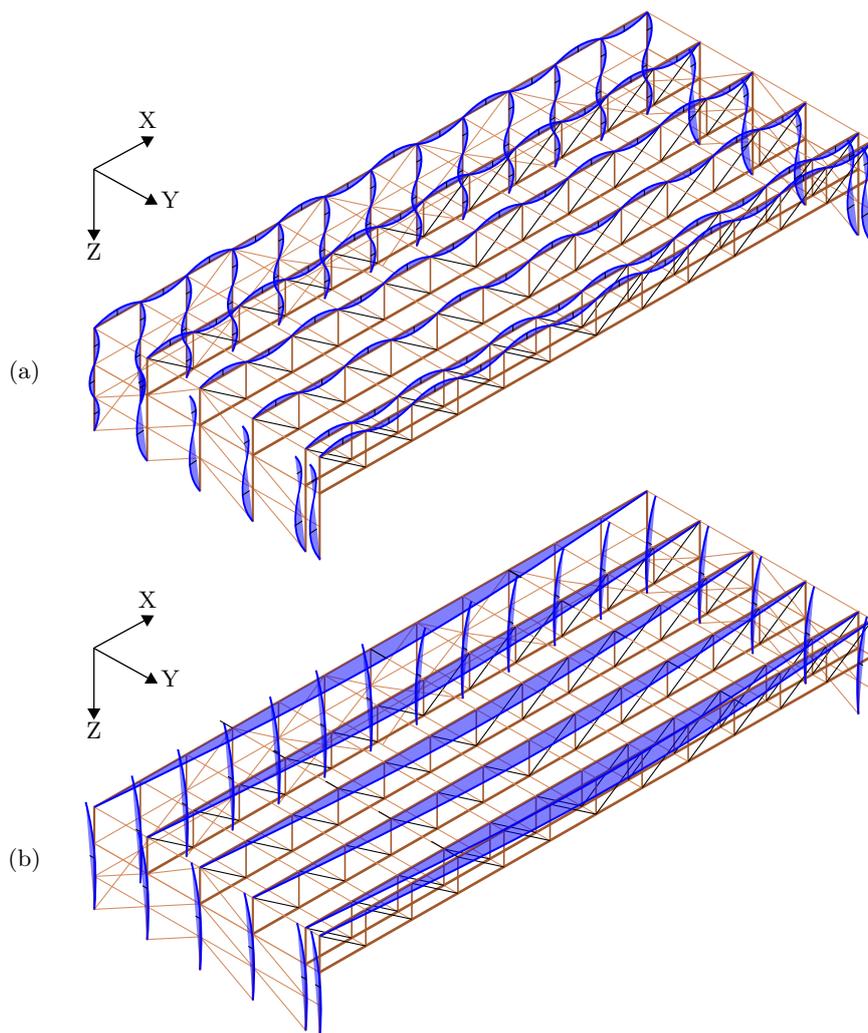


Abb. 4.34: Imperfektionen des Primärtragsystems (Hauptbauteile) für den Imperfektionslastfall „antimetrisch“ getrennt in (a) Imperfektionen in Richtung der globalen X und Z-Achse und (b) Imperfektionen in Richtung der globalen Y-Achse

Diese beiden Imperfektionslastfälle werden zusätzlich jeweils kopiert und mit einem Lastfallfaktor $LF = -1$ multipliziert, was einer Spiegelung entspricht. Somit werden in der globalen Systemberechnung insgesamt vier Imperfektionslastfälle berücksichtigt. Diese lauten:

1. Imperfektionslastfall: symmetrisch, $LF = 1$
2. Imperfektionslastfall: symmetrisch, $LF = -1$
3. Imperfektionslastfall: antimetrisch, $LF = 1$
4. Imperfektionslastfall: antimetrisch, $LF = -1$

4.1.6 Vorspannung der Fachwerkträger

Um die Einhaltung der maximalen vertikalen Verformung von 30 cm im Torbereich für jede Gebrauchslastsituation einzuhalten, ist es erforderlich, das Zugstabsystem entsprechend vorzuspannen, um eine Überhöhung der Fachwerkbinder zu erreichen. Beispielhaft werden hier die Zugstabsysteme mit dem Handelsnamen *HALFEN Zugstabsystem DETAN-S* der Firma Leviat GmbH nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-05/0207 [23] für die weitere Berechnung verwendet. Die Aufbringung der Vorspannung erfolgt bauseits nach Assemblierung des Fachwerkträgers im liegenden Zustand durch Verkürzen des Zugstabsystems. Dieses Zugstabsystem besteht aus Zugstäben, welche beidseits in Gabelstücke aus Gussstahl eingeschraubt werden. Die Verkürzung wird erreicht durch eine Verdrehung der Zugstäbe. Dadurch erhöht sich die Einschraubtiefe in den Gabelstücken, was einer Verkürzung des Zugstabsystems entspricht. In Abbildung 4.35 ist ein Gabelstück mit Einbindung der Zugstange der Firma Leviat GmbH anhand der technischen Produktinformationen der DETAN Stabsysteme [35] ersichtlich. Diese einfache Art der Verkürzung bzw. Vorspannung erlaubt es auch, den Kriechinfluss über die Nutzungsdauer zu kompensieren. So kann, sofern der Kriechinfluss die Durchbiegung maßgeblich erhöht hat, der Verkürzungsprozess erneut am bestehenden Tragwerk durchgeführt werden. Dabei kann punktuell jeder Träger vertikal durch mobile Hebestützen entlastet werden und die jeweiligen Zugstäbe bis zur gewünschten Verkürzung *weiter* gedreht werden. Der limitierende Faktor ist hier die maximale Einschraubtiefe o_{\max} in die Gabelstücke. Diese setzt sich aus der mittleren Einschraubtiefe o_m und des Verstellweges o_j nach [23] folgendermaßen zusammen:

$$o_{\max} = o_m + o_j \quad (4.44)$$

Dadurch ist es, um eine möglichst große zukünftige weitere Einschraubtiefe zu generieren, sinnvoll für die Einschraubtiefe bei der Erstmontage die Mindesteinschraubtiefe des Zugstabes nach [23]

$$o_{\min} = o_m - o_j \quad (4.45)$$

zu wählen.

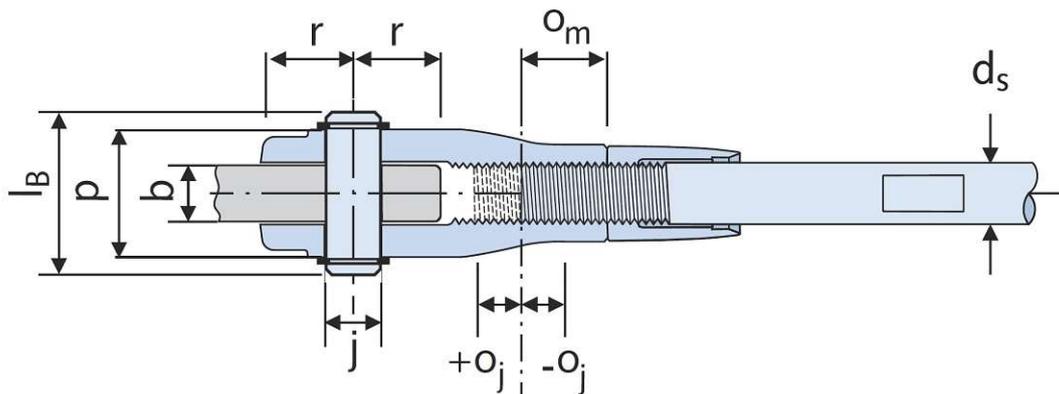


Abb. 4.35: Detailansicht des Gabelstückes und Einbindung der Zugstange mit Verstellgewinde, entnommen aus den technischen Produktinformationen der DETAN Stabsysteme [35]

Idealerweise ist für die *Wartungsarbeit* der *Kriechverformungskompensation* ein Zeitraum zu wählen, in welchem keine Schneeeinwirkung vorliegt und die Windeinwirkung gering ist.

Die Vorspannung wird so ausgelegt, dass bei den Fachwerkträgern unter Einfluss der charakteristischen Lastkombination der ständigen Lasten eine vertikale Überhöhung in Richtung negativer globaler Z-Achse in Feldmitte von etwa 9 cm im eingebauten Zustand resultiert. Dadurch, dass die Fachwerkträger in den Achsen (B)–(F) unterschiedlich durch die ständigen Lasten beansprucht werden (Einflussbreite, Torwand etc.) ist für jeden Fachwerkbinder die notwendige Verkürzung der Zugstäbe gesondert zu ermitteln. Bei gleicher Verkürzung bzw. Vorspannung aller Fachwerkbinder wird es zu vertikalen Relativverschiebungen kommen, welche ungünstige Systemeffekte hervorrufen könnten. Ziel ist es, die vertikalen Relativverschiebungen der Fachwerkbinder zueinander unter Einfluss der charakteristischen Lastkombination der ständigen Lasten minimal klein zu halten. Um dies zu erreichen, sind viele Effekte zu berücksichtigen bzw. abzuschätzen. Zum Ersten hängen die Verformungen der Fachwerkträger stark von den Nachgiebigkeiten der Verbindungsmittel ab, zum Zweiten spielt auch die Steifigkeit der verwendeten Materialien eine nicht unwesentliche Rolle, und zum Dritten spiegeln die Lastannahmen nach EC1-1-1 [51] in Verbindung mit EC1-1-1-NA [40] bei den ständigen Lasten keine Mittelwerte, sondern Fraktiwerte wider. Es ist somit ersichtlich, dass sowohl in der Planung und Berechnung und, wenn erforderlich, auch in der Ausführung ein iterativer Prozess stattfinden muss, um dieses Ziel der verschwindenden Relativverformungen zu erreichen. Die Nachgiebigkeiten der Verbindungsmittel sind im finalen *erweiterten Basismodell* berücksichtigt. Die Systemberechnung wird entgegen den Vorgaben des EC5-1-1 [46] bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit den Mittelwerten der Steifigkeiten durchgeführt und Kriechen wird gesondert betrachtet. Ausführungen hierzu finden sich in Abschnitt 4.1.7. Einzig die angesetzten Lasten spiegeln keine Mittelwerte wieder, daher wird folgende Vorgehensweise für die Assemblierung und Montage der Fachwerkträger mit Ziel einer verschwindenden Relativverformung vorgeschlagen:

1. Jeder Fachwerkbinder wird gesondert auf verschieblichen Lagerungen *liegend* assembliert, die Stahlzugstangen werden dabei bis zur Minimaltiefe o_{\min} in die Gabelhölzer eingeschraubt.
2. Die Verkürzung wird parallel beginnend mit den Außenfeldern in mehreren Durchgängen bis zur gewünschten rechnerisch erforderlichen Überhöhung durchgeführt. Hier ist darauf zu achten, dass es bei den verschieblichen Lagerungen zu keinen Zwängungen kommt.
3. Die Fachwerkträger werden an der vorgesehenen Stelle montiert.
4. Nach Montage aller Fachwerkträger kann eine Messung der Relativverformungen unter Eigengewicht durchgeführt werden, um etwaige Abweichungen bereits in diesem Stadium zu erkennen und Maßnahmen einzuleiten.
5. Nach Einbau sämtlicher ständigen Lasten wie den Dachelementen, Trennwand, Außenwand über Rolltor und der PV-Anlage ist diese Messung der Relativverformung nochmals durchzuführen.
6. Sollte es unter Wirkung der realen ständigen Lasten zu deutlichen vertikalen Relativverformungen bzw. zu deutlicher Abweichung der Berechnungsergebnisse kommen, können durch weitere Verkürzung der Stahlzugsysteme diese ausgeglichen werden. Hierbei sei auf die gleiche Vorgangsweise wie für die *Wartungsarbeit* der *Kriechverformungskompensation* hingewiesen, welche bereits kurz erläutert wurde.

Um die notwendige Verkürzung aller Stahlzugsysteme in den Fachwerkbindern in der Tragwerksplanung abzuschätzen, wird folgende Vorgehensweise durchgeführt:

1. Anhand des FE-Modells wird für eine charakteristische Lastkombination nach Theorie I. Ordnung der ständigen Lasten ohne veränderliche Lasten die maximalen Durchbiegungen jeder Fachwerkbinder ermittelt. Die dabei in dem jeweiligen Fachwerkbinder auftretenden Deh-

nungen bzw. Stabverlängerung der Stahlzugstangen können dabei als Ergebnis dargestellt werden.

2. Nun kann für jeden Fachwerkträger in den Achsen \textcircled{B} – \textcircled{F} ein Lastfall *Vorspannung* erstellt werden, bei welchem genau die vorhin auftretenden Stabverlängerungen negativ aufgebracht werden, was somit einer Stabverkürzung entspricht. Jeder Vorspannungslastfall wird dabei mit einem multiplikativen Lastfallfaktor so weit erhöht, bis etwa die maximale Durchbiegung für die charakteristischen Lastkombinationen als negative Überhöhung erreicht wird.
3. Nun wird die in Punkt 1 verwendete charakteristische Lastkombination kopiert und alle *Vorspannungslastfälle* zugefügt. Es resultiert idealerweise für jeden Fachwerkbinder eine Vertikalverschiebung von etwa 0 cm in Feldmitte. Sollten dennoch größere Relativabweichungen vorhanden sein, kann für den jeweiligen Träger der Vorspannungslastfall durch Veränderung des multiplikativen Lastfallfaktors iterativ angepasst werden.
4. Abschließend können die einzelnen Lastfallfaktoren der *Vorspannungslastfälle* weiter erhöht werden, bis bei allen Fachwerkträgern in der charakteristischen Lastkombination eine Überhöhung in Feldmitte von etwa 9 cm resultiert.

Diese Vorgehensweise wurde in jedem FE-Modell durchgeführt und folgendes wurde festgestellt:

- Die vorgeschlagene Vorgehensweise ist grundsätzlich geeignet, um systematisch die notwendigen Vorspannungen zu ermitteln.
- Es hat sich gezeigt, dass nach jeglicher größeren Änderung des Systems ein erneuter iterativer Prozess für die Ermittlung der notwendigen Vorspannung durchgeführt werden musste.
- Insbesondere Querschnittsänderungen wie z. B. eine Querschnittsanpassung der Stahlzugdiagonalen an die einwirkenden Kräfte in nachlaufender Dimensionierung stellt eine größere Änderung dar. Dies führt wieder zu unterschiedlichsten Dehnungen und es muss die Vorspannung erneut iterativ ermittelt werden.
- Die Vorspannung an sich erzeugt im vorliegenden Tragwerk keine entscheidenden Vorspannkkräfte und hat für die Dimensionierung der Zugstangenquerschnitte somit keinen großen Einfluss. Grund hierfür ist die vergleichsweise geringe Biegesteifigkeit der liegenden Fachwerksturte und dass die auf die Diagonalen einwirkenden Kräfte infolge Eigengewicht, Schnee und Wind die Vorspannkkräfte deutlich übersteigen.

In nachstehender Tabelle 4.12 sind die ermittelten multiplikativen Lastfallfaktoren für die einzelnen Vorspannlastfälle des *erweiterten Basismodells* ersichtlich. Die daraus notwendige Stabverkürzung je Fachwerkträger und je Feld ist in Tabelle 4.13 ersichtlich und in Abbildung 4.36 qualitativ als Lastfall dargestellt.

Tab. 4.12: Notwendige multiplikative Lastfallfaktoren für die Vorspannungslastfälle der einzelnen Fachwerkträger in Achse \textcircled{B} – \textcircled{F} für das *erweiterte Basismodell*

Achse				
\textcircled{B}	\textcircled{C}	\textcircled{D}	\textcircled{E}	\textcircled{F}
5,5	5,7	5,7	5,9	4,4

Tab. 4.13: Notwendige Stabverkürzung $\Delta\ell$ der Zugstäbe der Fachwerkträger von Achse (B)–(F) je Feld für das *erweiterte Basismodell* (Längen in mm)

		Feld					
		1 & 12	2 & 11	3 & 10	4 & 9	5 & 8	6 & 7
(B)	$\Delta\ell$	52,8	48,4	44,0	36,3	29,7	18,2
(C)	$\Delta\ell$	54,7	50,2	44,5	37,6	30,8	18,8
(D)	$\Delta\ell$	54,2	50,2	44,5	37,6	30,8	18,8
(E)	$\Delta\ell$	54,8	51,9	46,6	41,9	23,0	13,6
(F)	$\Delta\ell$	35,6	35,6	34,2	29,0	17,2	9,7

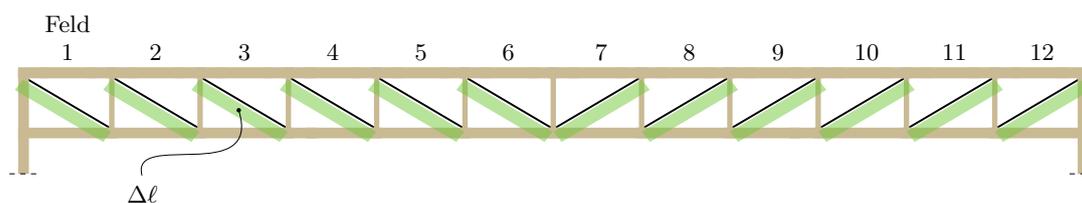


Abb. 4.36: Qualitative Darstellung der Vorspannung in Form einer Stabverkürzung $\Delta\ell$ der Diagonalen im Fachwerkträger, welche unterschiedlich je Feld ausgeprägt ist

Diese Vorgehensweise ist grundsätzlich auf detailliertere Gesamtmodelle mit den tatsächlichen Nachgiebigkeiten nach Verbindungsmitteldimensionierung übertragbar. Dabei ist insbesondere der Einfluss der Montagestöße im Ober- und Untergurt auf die Charakteristik der Vorspannung bzw. Überhöhung hervorzuheben. Dazu wurde ein Submodell erstellt, in dem die beiden Extremfälle ideal gelenkiger Montagestoß (siehe Abbildung 4.37b) und biegesteifer Montagestoß (siehe Abbildung 4.37a) einer Vorspannung durch Verkürzen der Zugdiagonalen unterzogen werden. Die nachstehende Abbildung 4.37 zeigt qualitativ den Unterschied zwischen diesen beiden Extremfällen anhand der Normalkraft N sowie der Verformung u . Anhand der beiden Vorverformungsfiguren ist erkennbar, dass bei der biegesteifen Variante (Abbildung 4.37c) bei gleicher Verkürzung der Zugdiagonalen eine geringere Überhöhung resultiert als bei der ideal gelenkigen Variante (Abbildung 4.37e). Aus den Normalkraftverläufen N zeigt sich, dass bei der ideal gelenkigen Variante lediglich Normalkräfte im mittleren Montage teil (Abbildung 4.37f) auftreten, während bei der biegesteifen Variante diese über die gesamte Trägerlänge verteilt auftreten (Abbildung 4.37d). Die Größe der auftretenden Normalkräfte N ist dabei bei beiden Varianten ähnlich.

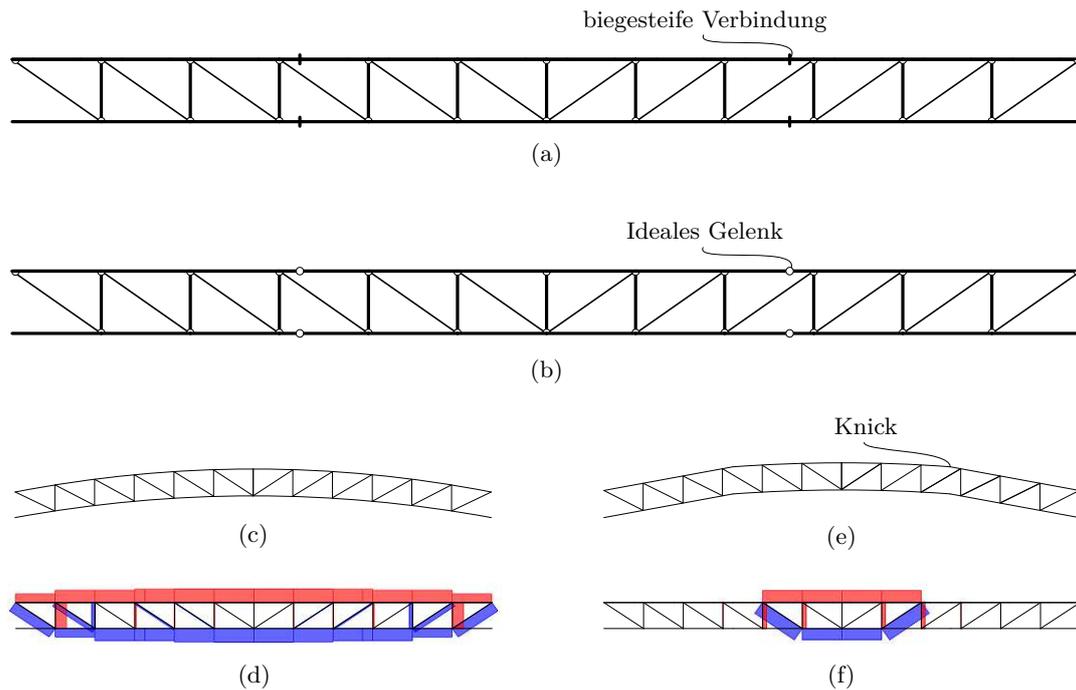


Abb. 4.37: Qualitative Darstellung der Montagestoßausführung für Variante (a) mit biegesteifer Verbindung oder (b) als ideale gelenkige Verbindung: (c) Vorverformung u der biegesteifen Variante, (e) Vorverformung u der ideal gelenkigen Variante, (d) Normalkraftverlauf N der biegesteifen Variante, (f) Normalkraftverlauf N der ideal gelenkigen Variante (Zug = blau, Druck = rot).

In all den vorgehenden Überlegungen hat der Einfluss der Temperatur auf die Wirkung der Vorspannung noch keinen Eingang gefunden. Um diesen Einfluss einschätzen zu können, werden zunächst die Extremwerte der Stablängenänderungen der Zugstabsysteme betrachtet. Mit der Zugstabsystemlänge $\ell = 10\,405\text{ mm}$ im Basismodell und des Temperaturendeckungskoeffizienten $\alpha_{T,\text{Stahl}} = 12 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$ ergibt sich für den Temperaturlastfall ΔT_{\min} folgende Stabverkürzung:

$$\Delta u_{\min} = \alpha_{T,\text{Stahl}} \Delta T_{\min} \ell = 12 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C} \cdot -38^\circ\text{C} \cdot 10\,405\text{ mm} = -4,7\text{ mm} , \quad (4.46)$$

und für den Temperaturlastfall ΔT_{\max} folgende Stabverlängerung:

$$\Delta u_{\max} = \alpha_{T,\text{Stahl}} \Delta T_{\max} \ell = 12 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C} \cdot 38^\circ\text{C} \cdot 10\,405\text{ mm} = 4,7\text{ mm} . \quad (4.47)$$

Diese Extremwerte gelten für die charakteristischen Lastkombinationen mit Teilsicherheitsbeiwert 1,0. Vergleich dieser Werte mit Tabelle 4.13 zeigt, dass die extremen Temperaturverformungen deutlich geringer als die aufgetragenen Stabverkürzungen sind. Bei den jeweiligen Lastkombinationen werden beide Effekte, die Vorspannung und der Temperatureinfluss in die Berechnung einfließen.

4.1.7 Berücksichtigung von Kriechen

Nach den Prinzipien des EC5-1-1 [46] ist unterschiedliches zeitabhängiges Baustoffverhalten bei einer Bemessung nach Grenzzuständen zu berücksichtigen. Kriechen von Holz- und Holzwerkstoffen zählt zu diesem zeitabhängigen Baustoffverhalten. Aufgrund der Tatsache, dass Stahl

im Gegensatz zu den Holzwerkstoffen Brettschichtholz und OSB kein Kriechverhalten aufweist, muss Kriechen beim Vorliegenden Tragwerk jedenfalls im Rechenmodell berücksichtigt werden.

EC5-1-1 [46] gibt hinsichtlich der Berücksichtigung von Kriechen bei einer Traglastberechnung nach Theorie II. Ordnung wenig Vorgaben. Laut einer nationalen Ergänzung in EC5-1-1 [46] ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS der Einfluss des Kriechens in Tragstrukturen aus Baustoffen mit unterschiedlichem Kriechverhalten nur dann zu berücksichtigen, wenn die Schnittkraftumlagerung mehr als 10 % beträgt. Wie diese Berücksichtigung bei einer Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung bewerkstelligt wird, ist in EC5-1-1 [46] nicht explizit angeführt. Weiters wird angegeben, dass für eine Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Theorie II. Ordnung ohne Berücksichtigung der Einflüsse der Lasteinwirkungsdauer die Bemessungswerte der Steifigkeiten zu berücksichtigen sind:

$$\begin{aligned} E_d &= \frac{E_{\text{mean}}}{\gamma_M} , \\ G_d &= \frac{G_{\text{mean}}}{\gamma_M} , \\ K_d &= \frac{K_u}{\gamma_M} . \end{aligned} \quad (4.48)$$

Im EC5-1-1 [46] spielt Kriechen lediglich für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit eine Rolle und macht hier auch Angaben in Form von Verformungsbeiwerten k_{def} . Grundsätzlich wird im EC5-1-1 [46] die Verwendung von Mittelwerten für Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit vorgegeben, unabhängig von der Berechnungstheorie. Wenn Kriechen berücksichtigt werden soll, so sind sogenannte Endwerte der Mittelwerte von Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln zu berücksichtigen. Diese Endwerte sollten unter Zuhilfenahme von k_{def} wie folgt berechnet werden:

$$\begin{aligned} E_{\text{mean,fin}} &= \frac{E_{\text{mean}}}{1 + k_{\text{def}}} , \\ G_{\text{mean,fin}} &= \frac{G_{\text{mean}}}{1 + k_{\text{def}}} , \\ K_{\text{ser,fin}} &= \frac{K_{\text{ser}}}{1 + k_{\text{def}}} . \end{aligned} \quad (4.49)$$

Für die Berechnung von Tragsystemen mit statischer Unbestimmtheit ist es empfehlenswert, mit Mittelwerten von Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln zu rechnen, da eben diese Steifigkeiten einen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung im Tragsystem haben. Bei Anwendung der Bemessungswerte nach (4.48) kann es bei Mischbauwerken mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten γ_M der jeweiligen Baustoffe zu Schnittgrößenumlagerungen führen. Wenn zusätzlich auch noch bei einzelnen Bauteilen Kriechen mit einer Abminderung der Steifigkeiten wie in (4.49) berücksichtigt wird, kann dies ebenso zu Schnittgrößenumlagerungen führen. Somit ist es möglich, dass aufgrund der unterschiedlichen Mittelwertabweichung der Steifigkeiten unterschiedlicher Bauteile die Schnittgrößenverteilungen innerhalb des Tragsystems variieren und die Schnittgrößen von einzelnen Bauteilen in der Systemberechnung über- oder unterschätzt werden.

Um diese Problematik möglichst auszuschließen, wird von den Angaben im EC5-1-1 [46] für eine Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung hinsichtlich Steifigkeiten und Implementierung von

Kriechen nur im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit abgewichen und die Systemberechnung ausschließlich mit Mittelwerten der Steifigkeiten durchgeführt.

Durch die Größe des vorliegenden Tragwerks erscheint es dem Autor dieser Arbeit notwendig und auch sinnvoll, Kriechen auch im Traglastfall zu berücksichtigen. Dazu wird folgende Methodik gewählt um den Zeitpunkt $t = 0$ und Zeitpunkt $t = \infty$ getrennt in der Systemberechnung sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung berücksichtigen zu können:

- Erstellung sämtlicher Lastkombinationen (SLS und ULS) für den Zeitpunkt $t = 0$.
- Kopie sämtlicher Lastkombinationen (SLS und ULS) und Ergänzung dieser mit Anfangsdehnungen bzw. Anfangsverzerrungen der Bauteile (multipliziert mit k_{def} für jedes Bauteil) aus der zugehörigen quasiständigen Lastkombination ergibt die Berechnung für den Zeitpunkt $t = \infty$.

Diese Methodik wird von Dr. Hochreiner an der TU-Wien gelehrt. Damit ist es möglich, das gesamte Tragwerk vollständig (Schnittgrößen und Verformungen) für die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ abzubilden. Für das vorliegende Tragwerk mit Nutzungsklasse 2 werden folgende Verformungsbeiwerte k_{def} nach EC5-1-1 [46] berücksichtigt:

- Brettschichtholz: $k_{\text{def}} = 0,80$
- OSB/4: $k_{\text{def}} = 2,25$

Kriechverformungen infolge von Anfangsdehnung für Verbindungsmittel können aufgrund Softwareeinschränkungen nicht berücksichtigt werden. In RFEM 5 [21] fehlt die Option, Anfangsdehnungen auch bei nachgiebigen Stabendgelenken bzw. Liniengelenken zu berücksichtigen. Es ist aber davon auszugehen, dass beim vorliegenden Tragwerk der Einfluss der Kriechverformungen aus Verbindungsmittel in Relation gering ausfällt, insbesondere weil:

- Die gewählten Verbindungsmittel, wie z. B. der Untergurtstoß sehr hohe Steifigkeiten aufweisen,
- Nutzungsklasse 2 hier eine konservative Annahme ist, da das Objekt temperiert wird,
- und die massiven blockverklebten Querschnitte keine gleichmäßige Holzfeuchtigkeitsverteilung aufweisen werden, sondern sich nur in den Randzonen der Umgebungsfeuchte anpassen (hier Nutzungsklasse 2) und im Querschnittsinneren eher keine Veränderungen zu erwarten sind (hier Nutzungsklasse 1).

Der Vorteil dieser Methodik, um Kriechen unabhängig von Gebrauchslast- oder Traglastfall zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ darzustellen, lässt sich einfach anhand eines Druckbauteils, z. B. einer Wanddiagonale zeigen. Diese wird nur mit einer zentrischen Drucknormalkraft N belastet. Durch eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit Berücksichtigung der Imperfektionen resultieren hierbei infolge der zentrischen Drucknormalkraft, Biegemomente sowie Verformungen quer zur Stabachse. Durch die beschriebene Methodik ist es möglich, den Zuwachs der Biegemomente und der Verformungen quer zur Stabachse von Zeitpunkt $t = 0$ auf Zeitpunkt $t = \infty$ abzubilden. Dies ist ersichtlich in Abbildung 4.38. Hier wird beispielhaft eine Wanddiagonale (Lokalisation siehe Abbildung 4.38a) für die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ anhand der Lastkombinationen LK416 und LK1416 verglichen. Die Normalkraft N beträgt -449 kN zum Zeitpunkt $t = 0$ (gemäß Abbildung 4.38b) und -455 kN zum Zeitpunkt $t = \infty$ (gemäß Abbildung 4.38c), erfährt somit keine große Veränderung. Der Zuwachs der lokalen Verformung u_z ist stark ausgeprägt und steigert sich ausgehend von 72 mm vom Zeitpunkt $t = 0$ um 31 mm auf 103 mm zum Zeitpunkt $t = \infty$ (Vergleich von Abbildung 4.38d und Abbildung 4.38e). Somit erfährt das Biegemomen-

tes M_y ausgehend von 56 kN m einen Zuwachs auf 69 kN m (Vergleich von Abbildung 4.38f und Abbildung 4.38g). Dies hat Einfluss auf den Tragfähigkeitsnachweis wie der Vergleich der Ausnutzungsgrade in Abbildung 5.5e und Abbildung 5.5f in Kapitel 5 zeigen wird.

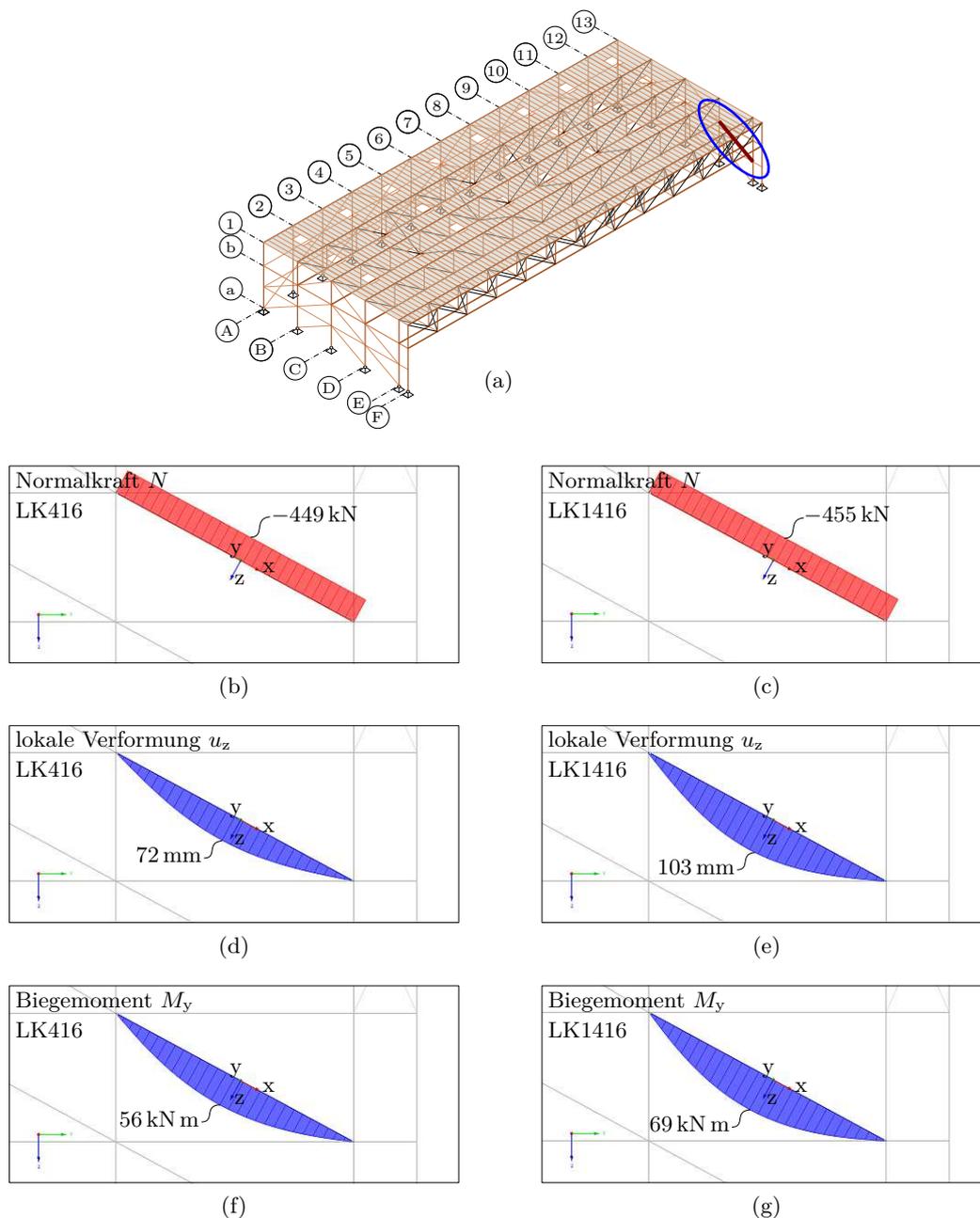


Abb. 4.38: Erkennbarkeit von Kriecheffekten im Vergleich von LK416 ($t = 0$) und LK1416 ($t = \infty$) bei einer ausgewählten Wanddiagonale: (a) Tragwerksübersicht mit Lokalisierung der Wanddiagonale in der Seitenwand bei Achse ⑬, (b) Normalkraft N zum Zeitpunkt $t = 0$, (c) Normalkraft N zum Zeitpunkt $t = \infty$, (d) lokale Verformung u_z zum Zeitpunkt $t = 0$, (e) lokale Verformung u_z zum Zeitpunkt $t = \infty$, (f) Biegemoment M_y zum Zeitpunkt $t = 0$, (g) Biegemoment M_y zum Zeitpunkt $t = \infty$

4.1.8 Übersicht der Lastfälle

Aus den vorgehenden ausführlichen Darstellungen der auf das Tragwerk einwirkenden Lasten werden nachfolgenden für eine bessere Übersichtlichkeit bzw. Nachvollziehbarkeit, sämtliche Lastfälle mit Lastfallnummer, Beschreibung und Einwirkungsdauer in Tabelle 4.14 aufgelistet.

Tab. 4.14: Übersicht der Lastfälle

Lastfall	Beschreibung	Einwirkungsdauer
LF1	Eigengewicht der Bauteile im Modell	Ständig
LF2	Flachdach ($g_{k, \text{Flachdach}} = 0,43 \text{ kN/m}^2$ – ohne OSB und Träger)	Ständig
LF3	Trennwand in Achse 7 ($g_{k, \text{Trennwand}} = 0,48 \text{ kN/m}^2$)	Ständig
LF4	Außenwand über Rollltor ($g_{k, \text{Außenwand}} = 0,55 \text{ kN/m}^2$)	Ständig
LF5	Haustechniklasten (Beleuchtung, Brandmeldeeinrichtung, Dachstrahler)	Ständig
LF6	PV-Anlage ($g_{k, \text{PV}} = 0,25 \text{ kN/m}^2$)	Ständig
LF10	Schnee ($s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$)	Kurz
LF11	Schnee ($s_{100} = 0,90 \text{ kN/m}^2$)	Kurz
LF20	Wind von West - Tore geschlossen - (Zone I = Druck)	Kurz / Sehr kurz
LF21	Wind von West- Tore geschlossen - (Zone I = Zug)	Kurz / Sehr kurz
LF22	Wind von Nord - Tore geschlossen - (Zone I = Druck)	Kurz / Sehr kurz
LF23	Wind von Nord - Tore geschlossen - (Zone I = Zug)	Kurz / Sehr kurz
LF24	Wind von Ost - Tore geschlossen - (Zone I = Druck)	Kurz / Sehr kurz
LF25	Wind von Ost - Tore geschlossen - (Zone I = Zug)	Kurz / Sehr kurz
LF26	Wind von Süd - Tore geschlossen - (Zone I = Druck)	Kurz / Sehr kurz
LF27	Wind von Süd - Tore geschlossen - (Zone I = Zug)	Kurz / Sehr kurz
LF28	Innendruck - Tore geschlossen - Überdruck	Kurz / Sehr kurz
LF29	Innendruck - Tore geschlossen - Unterdruck	Kurz / Sehr kurz
LF30	Wind von West - Tore offen - (Zone I = Druck)	Kurz / Sehr kurz
LF31	Wind von West- Tore offen - (Zone I = Zug)	Kurz / Sehr kurz
LF32	Wind von Nord - Tore offen - (Zone I = Druck)	Kurz / Sehr kurz
LF33	Wind von Nord - Tore offen - (Zone I = Zug)	Kurz / Sehr kurz
LF34	Wind von Ost - Tore offen - (Zone I = Druck)	Kurz / Sehr kurz
LF35	Wind von Ost - Tore offen - (Zone I = Zug)	Kurz / Sehr kurz
LF36	Wind von Süd - Tore offen - (Zone I = Druck)	Kurz / Sehr kurz
LF37	Wind von Süd - Tore offen - (Zone I = Zug)	Kurz / Sehr kurz
LF38	Innendruck - Tore offen - Wind von West	Kurz / Sehr kurz
LF39	Innendruck - Tore offen - Wind von Nord	Kurz / Sehr kurz
LF40	Innendruck - Tore offen - Wind von Ost	Kurz / Sehr kurz
LF41	Innendruck - Tore offen - Wind von Süd	Kurz / Sehr kurz
LF50	Vorspannung Diagonale Achse B	Ständig
LF51	Vorspannung Diagonale Achse C	Ständig
LF52	Vorspannung Diagonale Achse D	Ständig
LF53	Vorspannung Diagonale Achse E	Ständig
LF54	Vorspannung Diagonale Achse F	Ständig
LF60	Imperfektion Seitenstützen symmetrisch, LF = 1	Ständig
LF61	Imperfektion Seitenstützen symmetrisch, LF = -1	Ständig
LF62	Imperfektion Seitenstützen antimetrisch, LF = 1	Ständig
LF63	Imperfektion Seitenstützen antimetrisch, LF = -1	Ständig
LF80	Temperatureinwirkung $\Delta T_{\min} = -38 \text{ }^\circ\text{C}$	Kurz
LF81	Temperatureinwirkung $\Delta T_{\max} = 38 \text{ }^\circ\text{C}$	Kurz

4.2 Lastkombinationen

Aufgrund der großen Anzahl von Lastfällen würde sich eine sehr große Anzahl von möglichen Lastkombinationen nach den Kombinationsregeln von EC0 [50] in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument EC0-1-NA[39] ergeben. Um die Arbeit übersichtlich zu gestalten, das Berechnungsmodell nicht unnötig zu strapazieren und die Berechnungszeit so kurz wie möglich zu halten, wurden lediglich die für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS maßgebenden Lastkombinationen jeweils für die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ betrachtet. Weiters werden bei diesen Lastkombinationen die Windlastfälle für den Fall geöffneter Tore nicht berücksichtigt. Dies hat folgende Gründe:

- Der Vergleich der resultierenden Innendrucke zeigt, dass bei geschlossenen Toren die Unterdrucke größer sind als bei geöffneten Toren.
So beträgt nach Tabelle 4.9 $w_{i,\text{geschlossen,UD}} = -0,34 \text{ kN/m}^2$ und bei geschlossenen Toren und nach Tabelle 4.11 der Maximalwert $w_{i,\text{offen,Ost}} = w_{i,\text{offen,West}} = -0,28 \text{ kN/m}^2$.
- Der Vergleich der resultierenden Innendrucke zeigt, dass bei geöffneten Toren nach Tabelle 4.11 nur bei Wind von Süd ein Überdruck mit $w_{i,\text{offen,Süd}} = 0,32 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen ist. Dieser Überdruck ist größer als der maximale Überdruck bei geschlossenen Toren mit $w_{i,\text{geschlossen,ÜD}} = 0,22 \text{ kN/m}^2$ nach Tabelle 4.9. Diese Differenz ist aber nicht maßgebend, da sämtliche resultierenden Windlasten für die Bereiche A-I im Fall geschlossener Tore jedenfalls um $0,12 \text{ kN/m}^2$ größer sind als im Fall geöffneter Tore. Dieser Vergleich kann anhand Tabelle 4.8 und Tabelle 4.10 durchgeführt werden, der Bereich I stellt hierbei den maßgebenden Bereich dar. Der Grund für diese Unterschiede liegt darin, dass die Tore lediglich bis zu einer Windgeschwindigkeit von 100 km/h offen gehalten werden und bei Sturm mit höherer Windgeschwindigkeit geschlossen sind.

Sollten die Tore auch bei größeren Windgeschwindigkeiten über 100 km/h geöffnet sein, kann diese vereinfachte Betrachtungsweise nicht mehr ohne neuerliche Überprüfung angewandt werden.

4.2.1 Lastkombinationen für die Ermittlung der Eigenformen

Wie in Abschnitt 4.1.5 bereits erläutert, werden sechs Lastkombinationen für die Ermittlung der Eigenformen bzw. der Stabilitätsanalyse herangezogen und darauf basierend die Imperfektionslastfälle generiert. Diese Lastkombinationen stellen den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EC0 [50] in Verbindung mit nationalem Anwendungsdokument [39] dar und werden nach Theorie I. Ordnung berechnet. In nachstehender Tabelle 4.15 sind die sechs Lastkombinationen und deren Zusammensetzung ersichtlich.

Tab. 4.15: ULS Lastkombinationen 1–6 nach Theorie I. Ordnung für die Berechnung der Eigenformen im Zusatzmodul RF-Stabil von RFEM 5 [21]

Beschreibung		LF	LF	LF	LF	LF					
LK1	Eigengewicht	1,35	LF 1-6	1,00	LF 50-54	1,50	LF10				
LK2	Schnee alleine	1,35	LF 1-6	1,00	LF 50-54	1,50	LF10				
LK3	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	LF 1-6	1,00	LF 50-54	1,50	LF10	0,90	LF22	0,90	LF29
LK4	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	LF 1-6	1,00	LF 50-54	1,50	LF10	0,90	LF24	0,90	LF29
LK5	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	LF 1-6	1,00	LF 50-54	1,50	LF10	0,90	LF26	0,90	LF29
LK6	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	LF 1-6	1,00	LF 50-54	1,50	LF10	0,90	LF20	0,90	LF29

4.2.2 Systematik der Lastkombinationen ULS und SLS für die Systemberechnung

Sämtliche Lastkombinationen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS (ausgenommen LK 1–6) und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS werden nach Theorie II. Ordnung berechnet. Durch die vier unterschiedlichen Imperfektionslastfälle (siehe Tabelle 4.14) werden vier Blöcke mit bis auf die Imperfektionslastfälle identen Lastkombinationen erstellt, um zunächst den Zeitpunkt $t = 0$ für den Traglastfall ULS und den Gebrauchlastfall SLS zu berechnen. Die SLS Lastkombinationen sind bis auf die Vorfaktoren der Lastfälle (= Kombinationsbeiwerte $\psi_{0,i}$ oder $\psi_{2,i}$ nach [39, 50] multipliziert mit Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G,i}$ oder $\gamma_{Q,i}$ nach [39, 50]) ident zu den ULS Lastkombinationen. Dementsprechend werden die ULS Lastkombinationen einfach kopiert und bei der LK Nummer der Betrag 100 addiert. Somit ergeben sich folgende Lastkombinationsblöcke für die Betrachtung des Zeitpunktes $t = 0$:

1. Block (mit Imperfektionslastfall LF60)
 - ULS LK 10–35
 - SLS LK 110–135
2. Block (mit Imperfektionslastfall LF61)
 - ULS LK 210–235
 - SLS LK 310–335
3. Block (mit Imperfektionslastfall LF62)
 - ULS LK 410–435
 - SLS LK 510–535
4. Block (mit Imperfektionslastfall LF63)
 - ULS LK 610–635
 - SLS LK 710–735

Um den Zeitpunkt $t = \infty$ abzubilden, werden diese Lastkombinationen kopiert, die LK Nummern um den Betrag 1000 erhöht und Anfangsdehnungen aus der jeweilig zugehörigen quasi-ständigen Lastkombination mit den Verformungsbeiwerten k_{def} berücksichtigt. Hier sei erwähnt, dass die charakteristische Lastkombination bestehend aus Eigengewicht, Imperfektion und Vorspannung beim vorliegenden Tragwerk auch die quasi-ständige Lastkombination darstellt. Das ergibt dann folgende Lastkombinationsblöcke für den Zeitpunkt $t = \infty$:

1. Block (mit Imperfektionslastfall LF60, Anfangsdehnungen aus LK 110)
 - ULS LK 1010–1035
 - SLS LK 1110–1135
2. Block (mit Imperfektionslastfall LF61, Anfangsdehnungen aus LK 310)
 - ULS LK 1210–1235
 - SLS LK 1310–1335
3. Block (mit Imperfektionslastfall LF62, Anfangsdehnungen aus LK 510)
 - ULS LK 1410–1435
 - SLS LK 1510–1535

4. Block (mit Imperfektionslastfall LF63, Angangsdehnungen aus LK710)

- ULS LK 1610–1635
- SLS LK 1710–1735

Diese Methodik hat den Vorteil, dass *freie Slots* für weitere Lastkombinationen bei den jeweiligen Blöcken verfügbar bleiben. Somit können einfach neue Lastkombinationen ergänzt werden, ohne dass alle dahinter gereihten Lastkombinationen neue Nummern erhalten. Oftmals stellt sich bei Systemberechnungen nach ein paar Berechnungsiterationen heraus, dass weitere Lastkombinationen notwendig sind, um weitere, eventuell maßgebende Kenngrößen (Schnittgrößen oder Verformungen) zu ermitteln. Diese Systematisierung der Lastkombinationen soll dies erleichtern und das Management der unterschiedlichen Lastkombinationen einfach halten.

4.2.3 Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS

Beispielhaft ist in Tabelle 4.16 der erste Block von ULS Lastkombinationen LK 10–35 für den Zeitpunkt $t = 0$ dargestellt. Die restlichen ULS Lastkombinationen sind in Anhang B ebenso tabellarisch ersichtlich.

4.2.4 Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS

Beispielhaft ist in Tabelle 4.17 der erste Block von SLS Lastkombinationen LK 110–135 für den Zeitpunkt $t = 0$ dargestellt. Die restlichen SLS Lastkombinationen sind in Anhang C ebenso tabellarisch ersichtlich.

Tab. 4.16: ULS Lastkombinationen 10–35 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = 0$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF
10	Eigengewicht	1,35	1-6	1,00	50-54	1,00	60	1,00	60	
11	Schnee alleine	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90
12	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90
13	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90
14	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	28	0,90
15	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	29	0,90
16	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	20	1,00
17	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	22	1,00
18	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	24	1,00
19	Schnee + Wind von West (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	26	1,00
20	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	1,50	20	1,00
21	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	1,00
22	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	1,00
23	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	1,00
24	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90
25	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90
26	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90
27	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	29	0,90
28	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90
29	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90
30	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90
31	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90
32	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	1,50	20	0,90
33	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	0,90
34	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	0,90
35	Wind von West (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	0,90

Tab. 4.17: SLS Lastkombinationen 110–135 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = 0$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF
110	Eigengewicht	1,00	1,00	1,00	60					
111	Schnee alleine	1,00	1,00	1,00	10					
112	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	1,00	1,00	60
113	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	1,00	60
114	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	1,00	60
115	Schnee (leitend) + Wind von West	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	1,00	60
116	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,00	1,00	0,50	10	50-54	1,00	1,00	1,00	60
117	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,00	1,00	0,50	10	50-54	1,00	1,00	1,00	60
118	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,00	1,00	0,50	10	50-54	1,00	1,00	1,00	60
119	Schnee + Wind von West (leitend)	1,00	1,00	0,50	10	50-54	1,00	1,00	1,00	60
120	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1,00	1,00	23	50-54	1,00	1,00	1,00	60
121	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1,00	1,00	25	50-54	1,00	1,00	1,00	60
122	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1,00	1,00	27	50-54	1,00	1,00	1,00	60
123	Wind von West (Abheben)	1,00	1,00	1,00	21	50-54	1,00	1,00	1,00	60
124	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	0,60	29
125	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	0,60	29
126	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	0,60	29
127	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	0,60	29
128	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	0,60	29
129	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	0,60	29
130	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	0,60	29
131	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,00	1,00	1,00	10	50-54	1,00	0,60	0,60	29
132	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	1,00	23	50-54	1,00	1,00	1,00	80
133	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	1,00	25	50-54	1,00	1,00	1,00	80
134	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	1,00	27	50-54	1,00	1,00	1,00	80
135	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	1,00	21	50-54	1,00	1,00	1,00	80

4.3 Entwicklung des Basismodells

Die Entwicklung des *Basismodells* war ein stetiger Prozess mit vielen Iterationen, Anpassungen und Änderungen des FE-Modells. Zunächst wurde die bestehende Geometrie des Stahlhangars aus dem nachmodellierten, aber adaptierten Modell (Entfall der Quertragwirkung der Fachwerkhauptträger) mit den vorgehend besprochenen Einwirkungen belastet. Hier ist anzumerken, dass nur ausgewählte Lastkombinationen für diese Arbeitsphase gewählt wurden, um die Rechenzeit möglichst kurz zu halten.

Anschließend begann der Prozess, in welchem die Stahlquerschnitte sukzessive in Querschnitte aus Holz umgeändert und parallel mit dem Zusatzmodul RF-/HOLZ Pro (Version 5.30.01) der Firma DLUBAL Software GmbH [21] nachgewiesen wurden bzw. die Vertikalverformung der Fachwerkträger beurteilt wurde. Dieser Arbeitsschritt war gekennzeichnet von vielen Querschnitts- und Materialanpassungen aufgrund zu geringer oder zu hoher Ausnutzungsgrade der Querschnitte. Weiters musste infolge der Querschnittsänderungen die Vorspannung stetig geändert und angepasst werden.

In dieser Modellierungstiefe wurden noch keine OSB-Platten in der Dachfläche als Aussteifung berücksichtigt, sondern lediglich kreuzweise Stahlzugdiagonalen als vollflächige Aussteifung in Obergurtebene modelliert. Dies stellt natürlich nur eine grobe Näherung an eine aus OSB-Platten und Trägerrippen ausgebildete Scheibe dar. Für eine Vorbemessung der Querschnitte war dies aber ausreichend. Als brauchbare und auch sehr effiziente Alternative wären hier Schubkreuze möglich gewesen. Diese erlauben eine bessere Approximation einer aussteifenden OSB-Dachscheibe mit den zugehörigen Flachdachträgern als Rippen. Da aber bereits bei Erstellung des *Basismodells* festgelegt war, dass in der nächsten Modellierungstiefe beim *erweiterten Basismodell* die OSB-Platten und die Flachdachträger tatsächlich mit Liniengelenken und Nachgiebigkeiten berücksichtigt werden, wurde hier auf eine Modellierung mit Schubkreuzen verzichtet.

Schlussendlich wurde nach vielen Iterationen ein brauchbares *Basismodell* finalisiert, welches bereits folgende Rückschlüsse erlaubte:

- Ohne Vorspannung der Stahlzugdiagonalen ist die Durchbiegungsbegrenzung der Fachwerkträger in Feldmitte von 30 cm nicht einzuhalten.
- Die Vorspannung und in weiterer Folge die Überhöhung der Fachwerkträger wirkt sich positiv und maßgeblich auf die Biegnachweise der massiven Ober- und Untergurte aus.
- In Achse (F) wird im Vergleich zum Stahlbau ein weiterer Hauptträger mit beidseitiger Stützenlagerung berücksichtigt. Dies hat den Hintergrund eine mögliche Verdrehung des Trägers in Achse (E) in Folge ausmittiger Belastung durch die Torwand, Schneeanwehung im Randbereich etc. und in weiterer Folge hohe Torsionsbelastung zu verhindern. Außerdem wurde in Stabilitätsanalysen ohne einen Hauptträger in Achse (F) festgestellt, dass eben jener Trägerbereich in Achse (E) sehr sensitiv reagiert. Somit erscheint es dem Autor sinnvoll, in diesem kritischen Bereich, kritisch im Sinne der Durchbiegung über den Rolltoren, die Achse (F) ebenso als Haupttragwerk auszuführen.

Die Genesis des *Basismodells* wird hier nicht näher betrachtet, da die einzelnen Schritte und Iterationen nur unter großem Aufwand sinnvoll darstellbar sind und auch für die Fragestellung dieser Arbeit nicht notwendig sind. Der Übergang zum *erweiterten Basismodell* war dabei fließend, dieses wird nachfolgend ausführlicher abgehandelt.

4.4 Entwicklung des erweiterten Basismodells

Das *erweiterte Basismodell* stellt insofern eine Erweiterung des *Basismodells* dar, als dass die Dachscheibe hier tatsächlich als Rippenplatte im Verbund von OSB-Platten und den Flachdachträgern modelliert wird. Die flächigen OSB-Elemente werden dabei im Modell mit Liniengelenken an die Flachdachträger angebunden. Dies ermöglicht die relativ einfache Berücksichtigung von Nachgiebigkeiten einer Vernagelung der OSB-Platten an den Flachdachträgern im Berechnungsmodell.

Weiters werden im Zuge der Erstellung des *erweiterten Basismodells* zunächst maßgebliche Ausmittigkeiten an den Knotenpunkten identifiziert und die Verbindungsmittelnachgiebigkeiten rechnerisch anhand der wirkenden Schnittgrößen (hier meist die Normalkraft N) abgeschätzt. Eine maßgebliche Ausmittigkeit findet sich im Knoten der Fachwerkgurte mit den vertikalen Pfosten und den Stahlzugdiagonalen. Diese Nachgiebigkeiten und Ausmittigkeiten im Knotenbereich werden in das Modell eingepflegt. Die Abschätzung der Nachgiebigkeiten wird nachfolgend für jeden Verbindungsmittel- bzw. Detailtyp gesondert betrachtet.

Eine Übersicht des *erweiterten Basismodells* findet sich in Abbildung 4.39 in Form einer qualitativen axonometrischen Darstellung der Stabachsen sämtlicher im Berechnungsmodell berücksichtigter Bauteile.

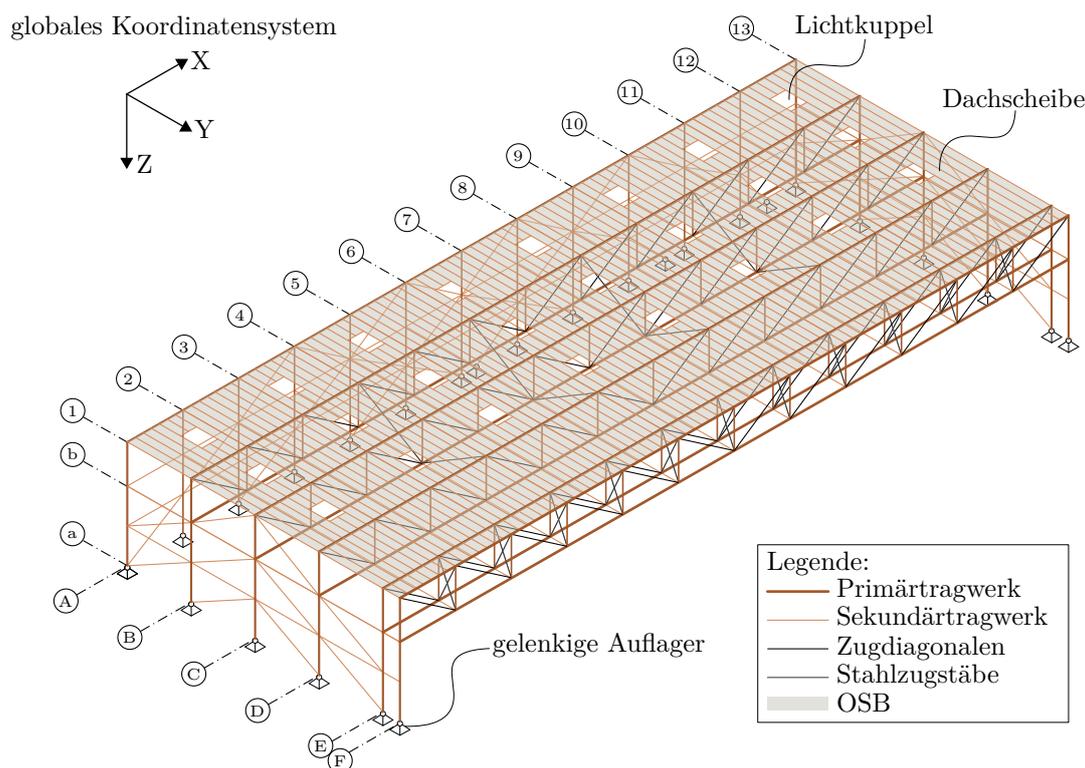


Abb. 4.39: Qualitative axonometrische Darstellung des *erweiterten Basismodells*

In den Abbildungen 4.40 bis 4.45 sind für die jeweiligen Bereiche die Querschnitte der Brett-schichtholz- und Stahlbauteile und deren zugehörige Materialgüten dargestellt.

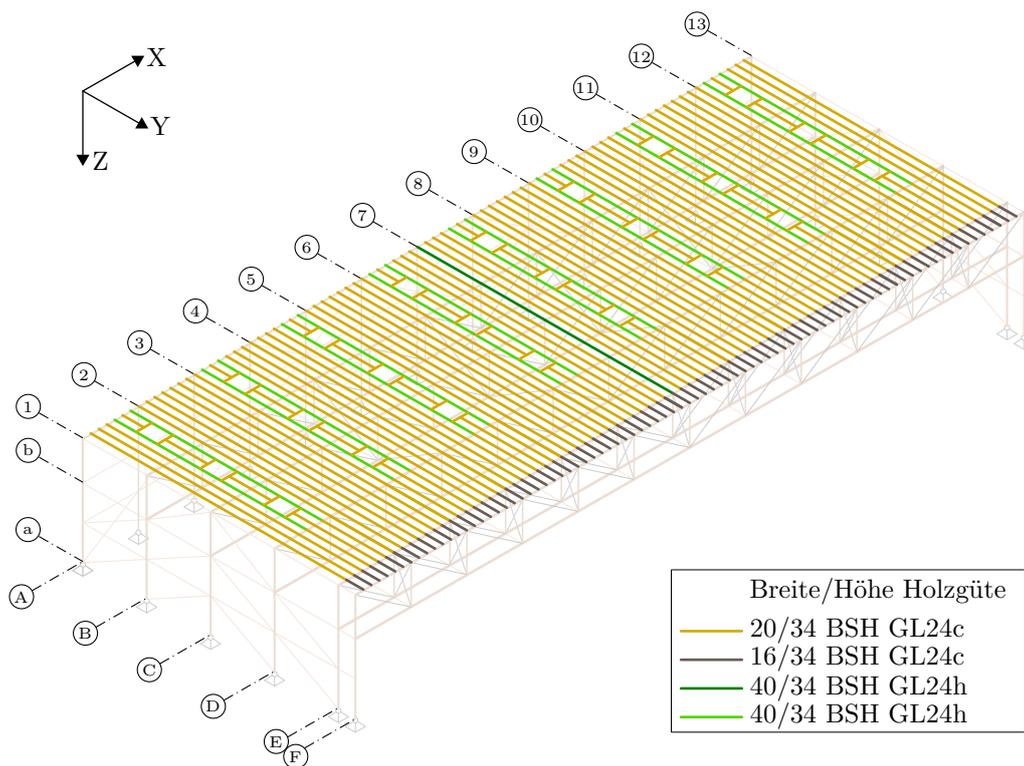


Abb. 4.40: Übersicht der Brettschichtholzquerschnitte in der Dachscheibe (Abmessungen in cm, Holzgüten nach EN 14080 [49])

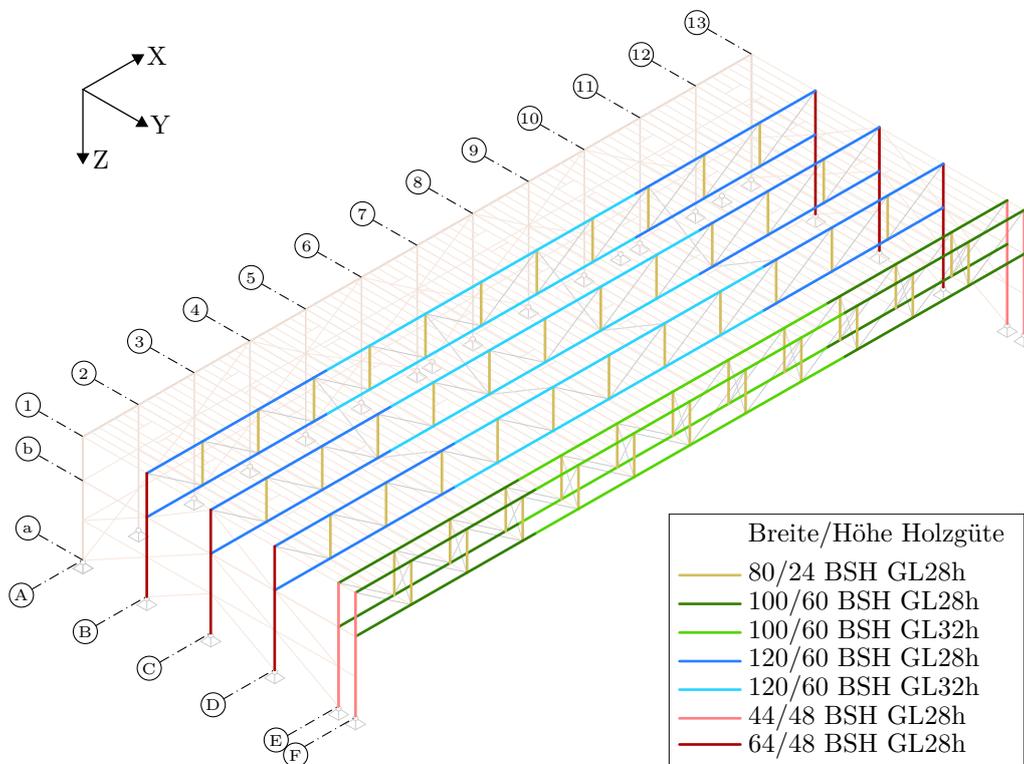


Abb. 4.41: Übersicht der Brettschichtholzquerschnitte von den Fachwerkträgern und der Seitenstützen (Abmessungen in cm, Holzgüten nach EN 14080 [49])

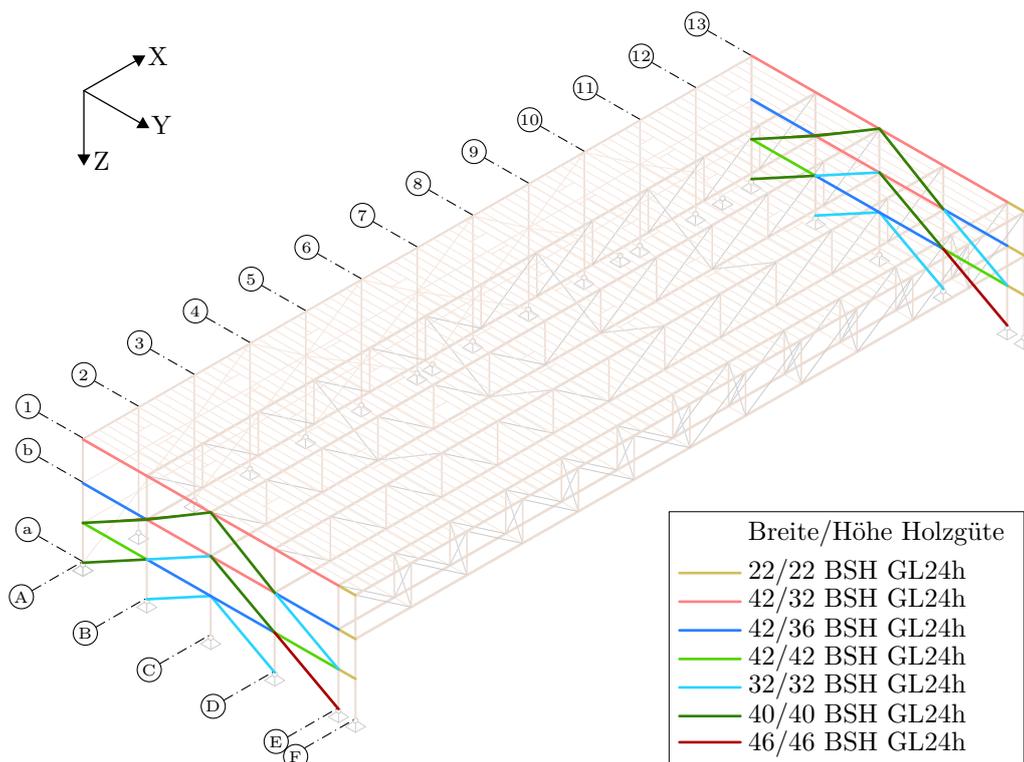


Abb. 4.42: Übersicht der Brettschichtholzquerschnitte von den Diagonalen und den horizontalen Pfosten in den Seitenwänden (Abmessungen in cm, Holzgüten nach EN 14080 [49])

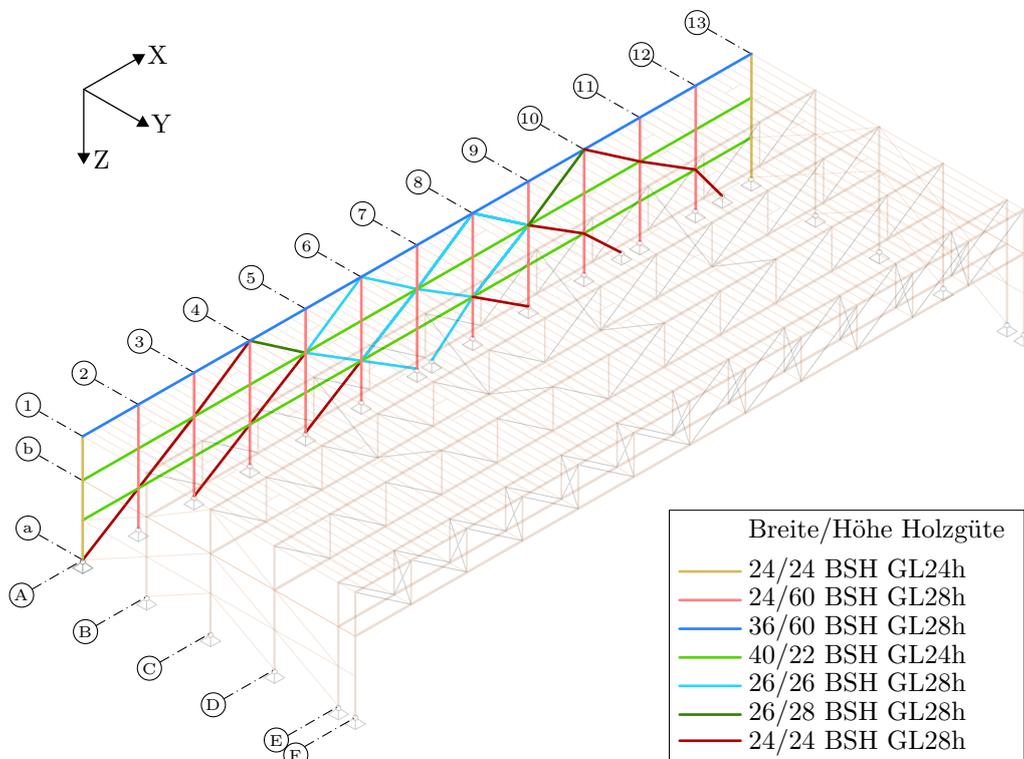


Abb. 4.43: Übersicht der Brettschichtholzquerschnitte der Diagonalen, Pfosten und der Stützen in der Rückwand (Abmessungen in cm, Holzgüten nach EN 14080 [49])

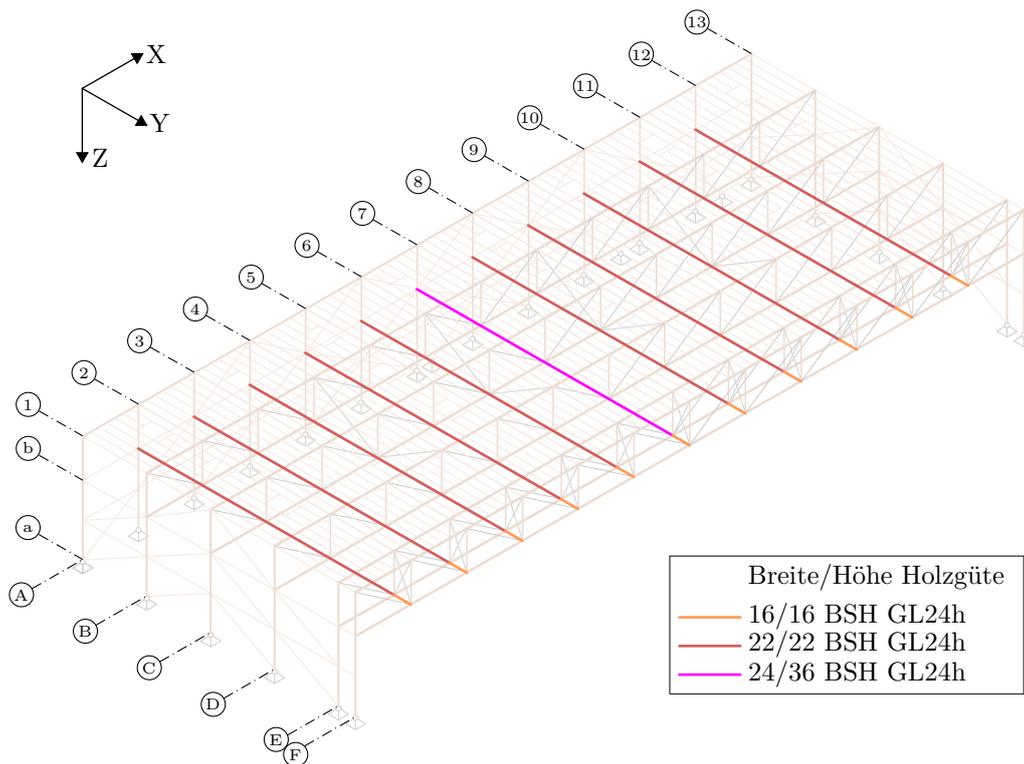


Abb. 4.44: Übersicht der Brettschichtholzquerschnitte von den Pfosten quer zu den Untergurten (Abmessungen in cm, Holzgüten nach EN 14080 [49])

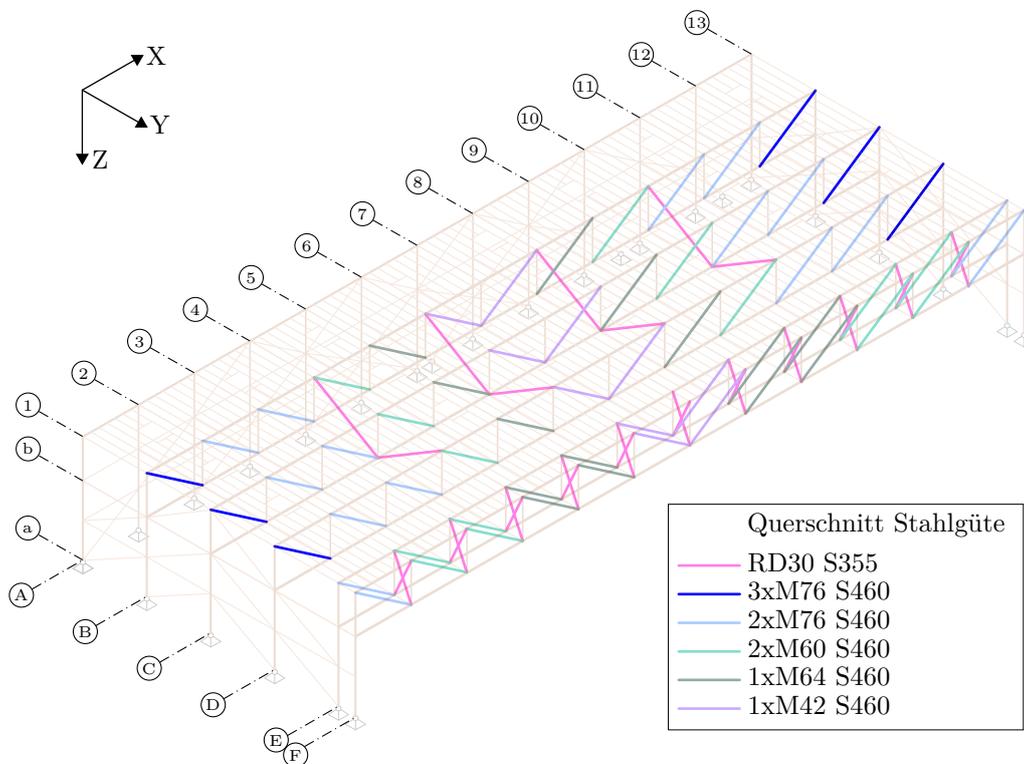


Abb. 4.45: Übersicht der Stahlquerschnitte und der HALFEN Zugstäbe DETAN-S [23] (Abmessungen in mm)

4.4.1 Montagestoß im Untergurt

Je Fachwerkträger sind im Untergurt zwei Montagestoße erforderlich. Das liegt daran, dass Brett-schichtholzquerschnitte mit maximaler Längenabmessung von etwa 50 m werkseitig hergestellt werden können. Die maximale Länge ist je Produzent unterschiedlich, aber in dieser Größenord-nung anzusiedeln. Daher ist es notwendig, um einen etwa 103 m langen Untergurt ausführen zu können, diesen aus mehreren Brett-schichtholzbauteilen zusammenzufügen. Dabei ist zu beachten, dass jegliche Längsverbindungen von stabförmigen Bauteilen mit Querschnittsschwächungen einhergehen. So ist meist ein Nettoquerschnittsnachweis zu erbringen. Im vorliegenden Fall ist eine Nettoquerschnittsschwächung im Mittelbereich der Fachwerkträger aufgrund der hohen Zugkräfte in den Untergurten als ungünstig anzusehen. So wird vorgeschlagen, im Mittelbereich einen durchgehenden Brett-schichtholzuntergurt mit einer Länge von etwa 46 m vorzusehen und an beiden Enden die Montagestoße auszuführen. In Abbildung 4.47a ist die Lage der Montagstoße in Bezug auf die Achsen eingetragen. Die Lage der Montagestoße hat auch gewisse Systemeffekte, welche nach Abschluss der Berechnungen in Abschnitt 4.4.8 erläutert werden.

Der Montagestoß im Untergurt wird als Stahlblech-Holz-Laschenverbindung mit schräg angeordneten Vollgewindeschrauben konzipiert. Diese Art der Verbindung zeichnet sich durch die Möglichkeit der Übertragung von sehr hohen Kräften bei vergleichsweise sehr geringer Verschiebung aus. Im Vergleich zu einem General-Keilzinkenstoß ist hier die Querschnittsschwächung weniger stark ausgeprägt und auch die Herstellbarkeit auf der Baustelle ist einfacher. So sind bauseits ausgeführte General-Keilzinkenstoße sehr aufwendig und auch beim Klebevorgang von der Witterung abhängig. Beim vorgeschlagenen Montagestoß ist es möglich, die Stahllaschen bereits werkseitig mit den schräg angeordneten Vollgewindeschrauben zu montieren. Bauseits muss in diesem Fall somit nur die gelenkige Verbindung z. B. in Form einer großen Nabe gesteckt werden. Alternativ kann auch ein klassischer Kopfplattenstoß mit Stahlbauschrauben ausgeführt werden.

Diese Verbindungsmethode mit einer Vielzahl an schräg angeordneten Vollgewindeschrauben hat in die Normung noch nicht vollständig Eingang gefunden, so ist etwa die Bemessung der Holzmatrix als auch der Gruppeneffekt noch nicht endgültig verankert bzw. geklärt. Krenn [32] hat in einer groß angelegten Laborstudie eben jene Verbindungsart untersucht und einen Bemessungsvorschlag vorgestellt. Die nachfolgenden Überlegungen stützen sich auf diese Arbeit von Krenn [32].

Aus Krenn [32] geht hervor, dass die maximale Verformung bei Bruch (Bruchverformung) vom Einschraubwinkel der Schrauben abhängt. Liegt die Schraubenachse in einem Winkel von 45° zur Faserrichtung des Holzes, resultieren Bruchverformungen im Bereich von etwa 1,5 mm–2,5 mm, während bei geringeren Einschraubwinkel von 30° eine maximale Bruchverformung von 2,0 mm nicht überschritten wird. Die Last-Verschiebungskurven sind dabei gekennzeichnet durch einen sehr steilen Anstieg bei Belastungsbeginn, was durch den Vorspannungseffekt der Schrauben begründet ist. Dieses Phänomen sollte aber laut Krenn [32] nochmals gesondert untersucht werden, da es hierbei große Streuungen gab. Nach diesem steilen Anstieg folgt die Last-Verschiebungskurve einen leicht nicht linearen Verlauf bis zur Bruchverformung. Ein ausgeprägtes plastisches Plateau ist nicht vorhanden, die Verbindung wird somit als nicht duktil eingestuft. Auch ist aus den Last-Verschiebungskurven im Anhang von Krenn [32] erkennbar, dass mit zunehmender hintereinanderliegender Schraubenanzahl die Verbindung *weicher* wird. Dementsprechend wird von Krenn [32] eine wirksame Schraubenanzahl $n_{\text{ef,SLS}}$ wie folgt vorgeschlagen:

$$n_{\text{ef,SLS}} = n^{0,8}. \quad (4.50)$$

Gleichzeitig wird aber in Krenn [32] angemerkt, dass die Nachgiebigkeit K_{ser} für das verwendete Schraubenprodukt berechnet gemäß technischer Zulassung deutlich geringer ausfällt als jene Nachgiebigkeit, welche bei den Versuchen ermittelt wird. So wird vorgeschlagen, bei Verwendung der Nachgiebigkeit K_{ser} aus der technischen Zulassung eine Reduktion nach (4.50) nicht mehr anzuwenden.

Für die Abschätzung der Nachgiebigkeiten von den Montagestößen in den Ungerurten und Beschreibung dieses Verbindungstyps mit einer trilinearen Last-Verschiebungskurve im *erweiterten Basismodell* wird folgende Vorgehensweise gewählt.

1. Aus dem FE-Modell wird für die maßgebende Lastkombination die maximal einwirkende Normalkraft $N_{\text{ed,ULS}}$ abgelesen und daraus ein erforderlicher Widerstand der Verbindung $R_{\text{d,VB}}$ berechnet zu:

$$R_{\text{d,VB}} = 1,10 N_{\text{ed,ULS}}, \quad (4.51)$$

wobei der Faktor 1,10 eine geschätzte Auslastung der Verbindung von etwa 90 % generieren soll.

2. Unter der Annahme, dass aufgrund der geringen Streuung im Widerstand solcher Verbindungsmitteltypen der charakteristische Widerstand der Verbindung $R_{\text{k,VB}}$ sich nicht unwesentlich vom Mittelwert des Widerstandes $R_{\text{mean,VB}}$ unterscheidet, können diese Werte wie folgt ermittelt werden:

$$R_{\text{k,VB}} \approx R_{\text{mean,VB}} = \gamma_{\text{M}} R_{\text{d,VB}} = 1,30 \cdot 1,10 \cdot N_{\text{ed,ULS}}. \quad (4.52)$$

3. Mit der bekannten Bruchverformung u_{Bruch} von etwa 2,1 mm kann eine Steifigkeit K berechnet werden, welche vereinfacht mit K_{u} gleichgesetzt wird:

$$K \approx K_{\text{u}} = \frac{R_{\text{k,VB}}}{u_{\text{Bruch}}} = \frac{1,30 \cdot 1,10 \cdot N_{\text{ed,ULS}}}{2,1 \text{ mm}}. \quad (4.53)$$

4. Nun kann die elastische Steifigkeit K_{ser} für die Gebrauchstauglichkeit berechnet werden zu:

$$K_{\text{ser}} = \frac{3}{2} \cdot K_{\text{u}}, \quad (4.54)$$

sowie die zugehörige elastische Grenzlast $R_{\text{el,VB}}$:

$$R_{\text{el,VB}} = \frac{R_{\text{d,VB}}}{\frac{\gamma_{\text{G}} + \gamma_{\text{Q}}}{2}} = \frac{R_{\text{d,VB}}}{\frac{1,35 + 1,50}{2}} = \frac{R_{\text{d,VB}}}{1,43}. \quad (4.55)$$

5. Nachlaufend kann die elastische Grenzverschiebung u_{SLS} sowie die Verschiebung bei Erreichen der Traglast u_{ULS} berechnet werden:

$$u_{\text{SLS}} = \frac{R_{\text{el,VB}}}{K_{\text{ser}}}, \quad (4.56)$$

$$u_{\text{ULS}} = \frac{R_{\text{d,VB}}}{K_{\text{u}}}. \quad (4.57)$$

6. Mit den ermittelten Werten ist es möglich, eine trilineare Arbeitslinie mit einem kleinen, idealisierten plastischen Plateau und anschließenden Sprödbbruch zu definieren und in das FE-Modell einzupflegen.

In Abbildung 4.46 wurde beispielhaft dieser Formalismus für eine Prüfreihe aus Krenn [32] angewandt. Es zeigt sich, dass die so ermittelte Arbeitslinie die Versuchsdaten im für das FE-Modell notwendigen Bereiche (bis zur Traglast $R_{d,VB}$) qualitativ für den Zweck ausreichend gut beschreibt. Hier ist anzumerken, dass diese Arbeitslinie die Verschiebung je Laschenpaar darstellt, also zwei Scherfugen, welche an einem Bauteil angreifen wie z. B. die linken Laschen in Abbildung 4.47. Dieser doch sehr einfach gehaltene und mit einigen Annahmen behafteter Formalismus ermittelt lediglich eine vereinfachte Darstellung der Verformungscharakteristik des vorliegenden Verbindungstypes, ist aber für das *erweiterte Basismodell* ausreichend. Der Vorteil der Berücksichtigung von Arbeitslinien ist es, Versagen bereits in der FE-Berechnung zu identifizieren. Wird im vorliegenden Fall die kritische Normalkraft überschritten und die Verschiebungen erreichen die Bruchverformung u_{Bruch} , so ist das FE-Modell instabil und der FE-Solver kann keine Lösung ermitteln. Generell wird aufgrund des sehr steifen Verhaltens der Verbindung kein wesentlicher Einfluss auf das Verhalten des Gesamtmodelles hinsichtlich Verformung und Schnittkraftumlagerung zu erwarten sein. Der Einfluss der Nachgiebigkeiten auf die Vertikalverformung in die globale Z-Richtung wird in Kapitel 6 ermittelt.

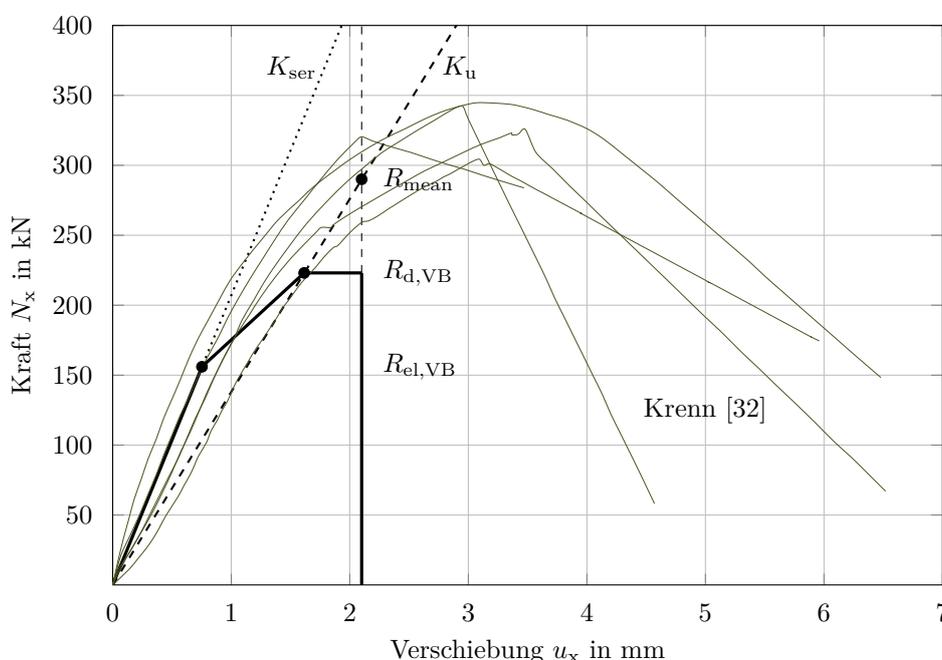


Abb. 4.46: Anwendung des Formalismus für die Ermittlung einer trilinearen Arbeitslinie anhand von Versuchsdaten von Krenn [32] (Prüfreihe E_45_VG mit 8 Schrauben) mit folgenden Werten: $R_{mean} = 290$ kN, $R_{d,VB} = 223$ kN, $R_{el,VB} = 156$ kN, $u_{Bruch} = 2,1$ mm, $K_u = 138$ kN/mm, $K_{ser} = 207$ kN/mm, $u_{SLS} = 0,75$ mm, $u_{ULS} = 1,62$ mm.

In Abbildung 4.47 ist qualitativ eine mögliche Ausführungsart der Montagestöße von den Untergurten ersichtlich. In Abbildung 4.47b findet sich eine seitliche Ansicht des Montagestoßes für die Untergurte in den Achsen ③–④ sowie in Abbildung 4.47c die zugehörige Draufsicht. Die Montagestöße in den Untergurten in Achse ⑤ und ⑥ sind mechanisch im Sinne der baustatischen Modellbildung gleichwertig, aber durch die geringeren Dimensionen der Untergurte insgesamt kleiner. Diese Art der Ausführung stellt ein ideales Gelenk um die lokale y -Achse und eine biegesteife Verbindung um die lokale z -Achse dar und wird hier in Form einer Stahlnabe konzipiert. In Richtung der Stabachse, entspricht der lokalen x -Achse, werden die Nachgiebigkeiten, welche nach vorgehendem Formalismus je Untergurtstoß ermittelt wurden, als trilineare Arbeitslinie

wie in Abbildung 4.46 berücksichtigt. Hier ist zu beachten, dass die Verschiebungen verdoppelt werden müssen, da je Montagestoß insgesamt vier Stahllaschen zu berücksichtigen sind. Es ist anzumerken, dass das gezeigte Detail nur eine mögliche Ausführungsart qualitativ zeigen soll und deren zugehörige baustatische Modellbildung für die Berücksichtigung in der FE-Software.

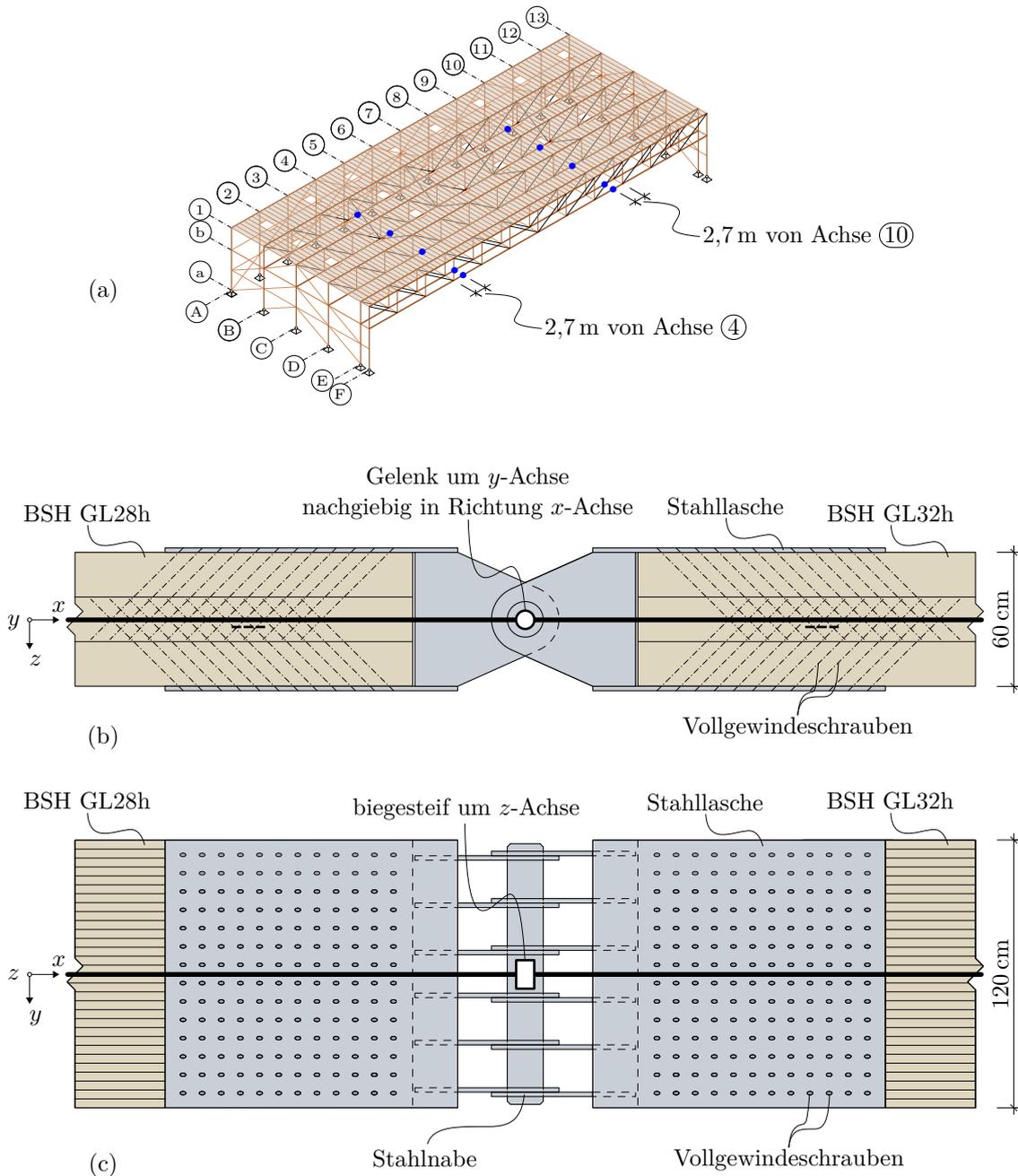


Abb. 4.47: Qualitative Darstellung des Montagestoßes der Untergurte mit zugehörigem statischen System: (a) Tragwerksübersicht mit Lage der Untergurtmontagestoße (blau eingetragen), (b) seitliche Ansicht der Montagestoße in den Achsen \textcircled{B} – \textcircled{D} , (c) Draufsicht der Montagestoße in den Achsen \textcircled{B} – \textcircled{D}

4.4.2 Montagestoß im Obergurt

Für die Montagestöße der Obergurte gelten die gleichen Rahmenbedingungen hinsichtlich maximal herstellbare Länge von Brettschichtholzträgern wie bei den Untergurten. Jedoch ist die Frage der Querschnittschwächung hier nicht relevant, da in den Obergurten hohe Druckkräfte zu erwarten sind und diese bei Querschnittschwächungen in Form von Vollgewindeschrauben etc. nicht sensibel reagieren. Die Lage der Montagestöße ist aber entscheidend für das Stabilitätsverhalten der Obergurte und in weiterer Folge für die gesamte Dachkonstruktion. So wurde bei der Stabilitätsanalyse in Abschnitt 4.1.5 festgestellt, dass die Obergurte in vertikaler globaler Z-Richtung um die schwache lokale y-Achse ausknicken, wie in Abbildung 4.23 ersichtlich. Daher ist es günstig, die Lage des Druckstoßes möglichst außerhalb der Feldmitte möglichst nah an die vertikalen Fachwerkpfosten festzulegen. Idealerweise würde sich dieser Montagestoß direkt über einem Fachwerkpfosten im Schnittpunkt der Stabachsen befinden. Dies ist aber durch die notwendige weitere Anbindung der Stahlzugdiagonalen eine Herausforderung sowohl in der Detailbemessung als auch in der Herstellung. In Abbildung 4.49a ist die im *erweiterten Basismodell* berücksichtigte Lage der Montagestöße ersichtlich. Hier wurde ein ähnlicher Bereich wie für die Montagestöße der Untergurte gewählt, die Länge des mittleren Obergurtquerschnittes ergibt sich ca. zu 49 m.

Zunächst ist für die Montagestöße in den Obergurten herauszufinden, ob diese in jeder Lastkombination ständig überdrückt sind. Das gilt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) gleichermaßen. Sollte die ständige Überdrückung der Fall sein, sind die Normalspannungen σ_x über den gesamten Querschnitt negativ, und die Montagestöße können in Form eines Stumpfstoßes in der baustatischen Modellbildung als biegesteife Verbindung angesehen werden. Aus der Analyse der Ergebnisse zeigt sich, dass der Fachwerkträger in Achse © der maßgebende Bereich ist. Maßgebend sind hierbei sämtliche Lastkombinationen, in welche Windbelastung abhebend wirkt. Die Analyse aller Lastkombinationen (ULS und SLS) hat gezeigt, dass die Montagestoßbereiche in allen Lastkombinationen überdrückt sind und somit die Montagestöße im Stabmodell als biegesteife Verbindung modelliert werden können. Beispielhaft sind in Abbildung 4.48 die Normalspannungen σ_x im Fall der Lastkombination 34, Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben) ersichtlich. Anhand Abbildung 4.48a ist zu erkennen, dass die Montagestöße in Achse © maßgebend sind und in Abbildung 4.48b ist beispielhaft der Bereich vom rechten Montagestoß in Achse © detailliert ersichtlich.

Weiters ist zu bedenken, dass diese Überdrückung beim Vorspannprozess im liegenden Zustand der Fachwerkträger nicht wirksam ist. Darum ist es notwendig, eine Verbindung zu gestalten, welche im Vorspannprozess ausreichend wirksam ist und den Stumpfstoß zusammenhält. In Abschnitt 4.1.6 wurde der Einfluss der Montagestöße auf die Charakteristik der Vorspannung bereits kurz vorgestellt, siehe auch Abbildung 4.37.

Es muss angemerkt werden, dass die baustatische Klassifizierung dieser Kopplung von zwei stabförmigen Bauteilen als biegesteife Verbindung hier nur funktioniert, weil diese ständig überdrückt ist. Sollten sich Parameter wie die Belastungsgrößen von Eigengewicht oder der Windbelastung signifikant ändern, so ist erneut zu überprüfen, ob diese baustatische Modellbildung weiterhin argumentierbar ist.

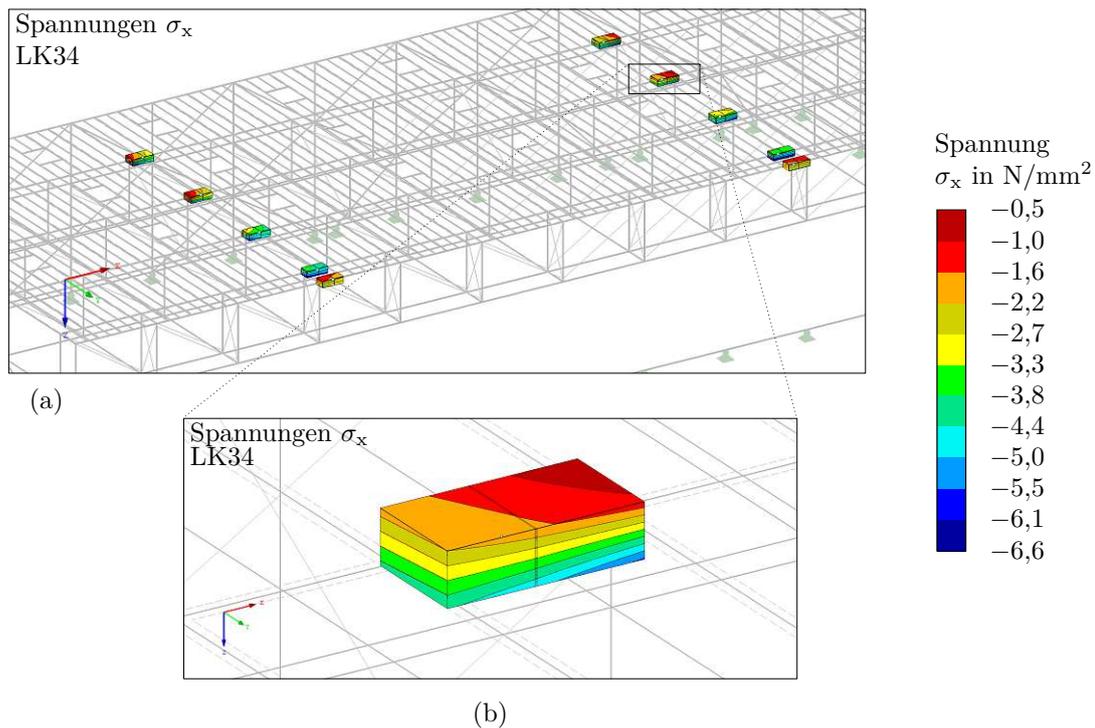


Abb. 4.48: Darstellung der Normalspannungen σ_x in N/mm^2 anhand Lastkombination 34 Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben) der Obergurte im Bereich der Montagestoë: (a) Übersicht aller Bereiche der Montagestoë am Gesamtmodell in der FE-Software RFEM [21], (b) Detailansicht des kritischen Stoëbereiches im Obergurt in Achse C

Eine Möglichkeit dieser Montagestoëausführung mit schräg eingebrachten Vollgewindeschrauben in Verbindung mit Stahllaschen ist in Abbildung 4.49 dargestellt. In Abbildung 4.49b findet sich eine seitliche Ansicht des Montagestoë für die Obergurte in den Achsen B–D sowie in Abbildung 4.49c die zugehörige Draufsicht. Die Montagestoë in den Obergurten in Achse E und F sind mechanisch im Sinne der baustatischen Modellbildung gleichwertig, aber durch die geringeren Dimensionen der Obergurte, analog zu den Untergurtstoë, insgesamt kleiner. Es wird vorgeschlagen, statt eines direkten Hirnholzkontaktes beider Obergurtquerschnitte dazwischen eine Art Kopfplatte aus Stahl einzulegen. Dies hat einen holzmechanischen Hintergrund. Bei Hirnholzkontakten, welche auf Druck beansprucht werden, liegen die Jahrringe beider Kontakt-hölzer nicht zentrisch übereinander. Früh- und Spätholz weisen aufgrund der unterschiedlichen Zellwanddicken unterschiedliche Steifigkeiten in Faserrichtung auf, wobei der Spätholzbereich aufgrund höherer Zellwanddicke steifer ist. Liegen nun die Jahrringe beider Kontakt-hölzer nicht direkt übereinander, sondern, wie zu erwarten versetzt, sind die direkt übereinanderliegenden Kontaktflächen der steiferen Spätholzbereiche beider Bauteile klein. Bildlich und vereinfacht ausgedrückt liegen zwei Keksausstechformen versetzt übereinander und werden auf Druck belastet. Demzufolge ist so ein Hirnholzkontakt bzw. Druckstoë anfänglich weicher bzw. weniger steif als ein gleichwertiger, im Sinne der Abmessungen, Holzquerschnitt ohne Stoë. In Blaß und Flaig [13] Kapitel 3.3 Bild 3-12 bzw. Bild 3-14 ist diese Problematik anhand von Druckversuchen mit geraden Brettsperrholzträgern mit Kontaktfugen erkennbar. Auch wird hier angemerkt, dass die Steifigkeiten bei Kontaktfugen infolge der lokalen Verformungen deutlich geringer ausfallen. Dadurch, dass die Fachwerkträger möglichst steif ausgeführt werden sollen, wird hier diese Art von Verbindung vorgeschlagen, auch deshalb, weil die schräg angesetzten Vollgewindeschrauben in Verbindung mit den Stahllaschen, Schlupf weitestgehend verhindern können.

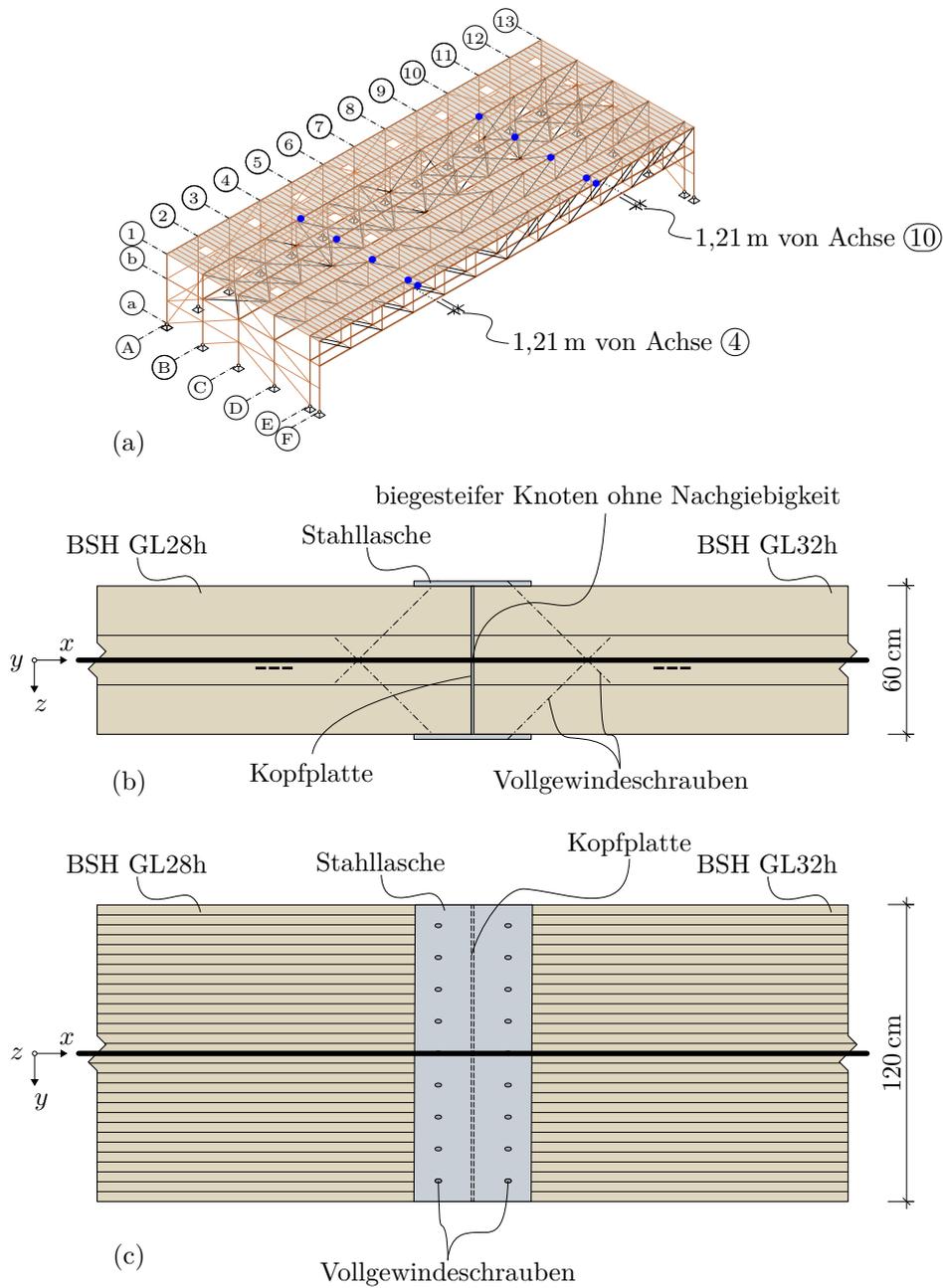


Abb. 4.49: Qualitative Darstellung des Montagestoßes der Obergurte mit zugehörigem statischen System: (a) Tragwerksübersicht mit Lage der Obergurtmontagegestöße (blau eingetragen), (b) seitliche Ansicht der Montagegestöße in den Achsen ③–⑤, (c) Draufsicht der Montagegestöße in den Achsen ③–⑤

4.4.3 Knotenpunkte der Fachwerkgurte, vertikaler Fachwerkspfosten und Zugdiagonalen

Die Knotenpunkte bei Verbindung der Fachwerkgurte mit den vertikalen Fachwerkspfosten und den Zugdiagonalen sind für das globale Tragwerksverhalten und die baustatische Modellbildung von besonderem Interesse. In diesem Kapitel werden Vorschläge für die Ausbildung dieser Knotenpunkte präsentiert.

Im Feldbereich müssen die Zugdiagonalen an die Ober- und Untergurte angeschlossen werden. Für diesen Anschluss erweist sich wieder die Stahlblech-Holz-Laschenverbindung mit schräg angeordneten Vollgewindeschrauben als geeignet. In Abbildung 4.52 ist qualitativ die Ausbildung dieses Knotenpunktes dargestellt. Die Stabachsen der Zugdiagonalen und der vertikalen Fachwerkspfosten schneiden sich dabei an der Oberkante des Untergurtes bzw. an der Unterkante des Obergurtes. Durch diese Anordnung entstehen Exzentrizitäten, welche in der baustatischen Modellbildung und schlussendlich auch in der FE-Software berücksichtigt werden müssen. So ist mittels eines Kopplungsstabes der exzentrische Anschlusspunkt zwischen Zugdiagonale und Untergurt bzw. Obergurt zu modellieren. Durch diese Anordnung wird sichergestellt, dass die vertikale Kraftkomponente des Zugstabes direkt mit dem vertikalen Fachwerkspfosten *kurzgeschlossen* werden kann. So muss nur noch die horizontale Kraftkomponente des Zugstabes über das Gabelstück und Stahllaschen mittels Vollgewindeschrauben in die Gurte eingeleitet werden. Dies ermöglicht eine äußerst wirtschaftliche Kraftübertragung, aber mit einem Nebeneffekt. Durch die exzentrische Krafteinleitung in die Gurte entstehen erhebliche Zusatzmomente, welche die Nachweisführung der Gurte signifikant beeinflussen. Durch die korrekte Modellbildung mit einem Kopplungsstab wird dieser Effekt bereits in der Systemberechnung berücksichtigt. Der Kopplungsstab, welcher die Stabachse der Gurte vertikal mit dem Schnittpunkt der Stabachse der Zugdiagonalen verbindet, ist dabei die halbe Gurthöhe hoch und wird im FE-Modell als gewichtsloser quadratischer Vollquerschnitt aus Stahl mit einer Seitenabmessung von 30 cm modelliert. Dieser Kopplungsstab wird an die Stabachsen der Gurte biegesteif angeschlossen. Am Kraftübertragungspunkt an der Oberseite des Untergurtes bzw. an der Unterseite des Obergurtes wird die Nachgiebigkeit der Vollgewindeschrauben in Richtung der lokalen z -Achse berücksichtigt. Die Vorgehensweise für die Ermittlung der Nachgiebigkeiten der Stahlblech-Holz-Laschenverbindung ist dabei analog zu Abschnitt 4.4.1 bzw. Abbildung 4.46.

Die vertikalen Fachwerkspfosten erfahren in jeder Lastkombination (ULS und SLS) ausschließlich Drucknormalkräfte und sind deswegen nur in deren Lage, z. B. mittels Bolzen zu sichern. In Abbildung 4.50 ist der umhüllende Schnittgrößenverlauf N in kN der vertikalen Fachwerkspfosten für alle Lastkombinationen (ULS und SLS) von Ergebniskombination EK 27 dargestellt. Am Kraftübertragungspunkt zum Unter- bzw. Obergurt wird ein Gelenk um die lokale y -Achse berücksichtigt, während um die lokale z -Achse der Anschluss baustatisch als biegesteif gesehen werden kann. Dies hat den Grund, dass zum einen die vertikalen Fachwerkspfosten im Anschlussbereich an die Gurte ständig überdrückt sind und zum anderen, dass die Querschnittshöhe (in Richtung lokaler y -Achse) sehr groß im Vergleich zur Breite (in Richtung lokaler z -Achse) ist. Die Überdrückung ist beispielhaft für Lastkombination 18 Schnee + Wind von Süd (leitend) in Abbildung 4.51 ersichtlich. Im Anschlussbereich an die Gurte sind die Normalspannungen σ_x in den Pfosten jedenfalls kleiner als $-0,3 \text{ N/mm}^2$ und somit herrschen überall Druckspannungen.

Die Stahlzugdiagonalen können infolge der geringen Biegesteifigkeit nur Zugnormalkräfte aufnehmen und fallen bei Druckbeanspruchung aus und können keine Momente oder Querkräfte aufnehmen. Dieser Umstand kann in der FE-Software RFEM 5 [21] berücksichtigt werden, indem diese Stäbe als Zugstäbe definiert werden. So sind nicht zusätzliche Gelenke an den Stabenden

dieser Stäbe zu definieren, da aufgrund der Klassifizierung als Zugstab keine Momente übertragen werden können.

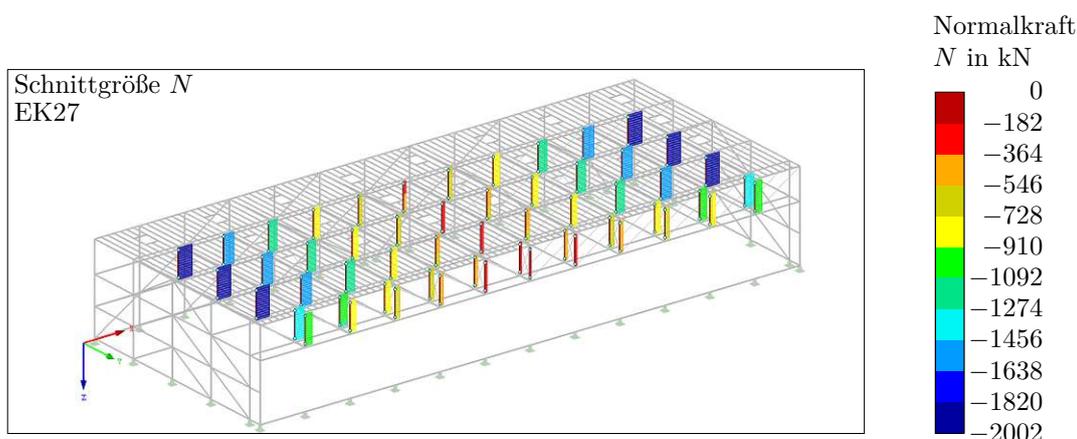


Abb. 4.50: Darstellung der Schnittgröße N in kN der vertikalen Fachwerkspfosten als Umhüllung sämtlicher ULS und SLS Lastkombinationen anhand Ergebniskombination 27

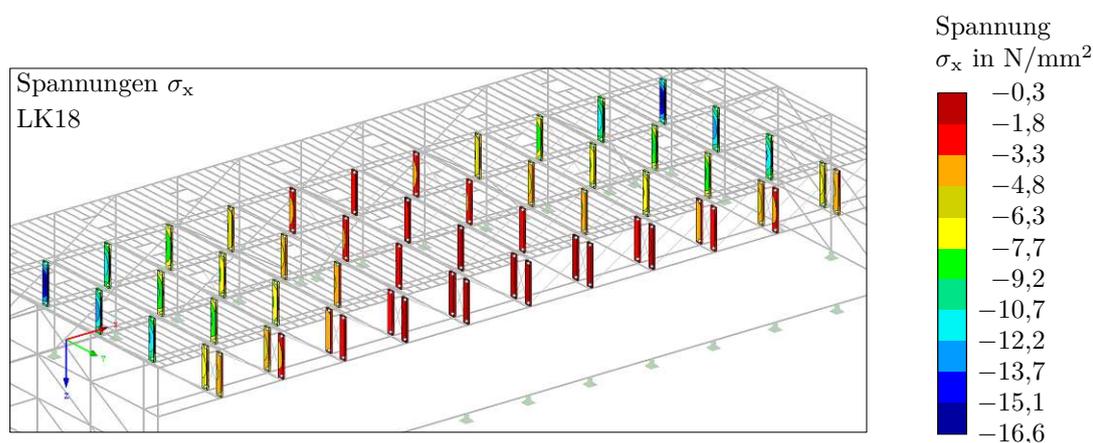


Abb. 4.51: Darstellung der Normalspannungen in den vertikalen Fachwerkspfosten $\sigma_x \leq -0,3 \text{ N}/\text{mm}^2$ anhand Lastkombination 18 Schnee + Wind von Süd (leitend)

In Abbildung 4.52 sind qualitativ die Ausführungsmöglichkeit und die zugehörige baustatische Modellbildung eines Knotenpunktes des Untergurtes bzw. Obergurtes, der Zugdiagonale und des vertikalen Fachwerkpfostens ersichtlich. Dieser Knotenpunkt befindet sich in Achse ① im zweiten Feld im Bereich Achse ②–③. Die Lage dieses Bereiches ist zusätzlich in Abbildung 4.52a in der Tragwerksübersicht markiert. Abbildung 4.52b und Abbildung 4.52c zeigen die seitlichen Ansichten der Knoten im Obergurt und Untergurt und in Abbildung 4.52d ist die Draufsicht des Anschlusses im Untergurt dargestellt. Es ist anzumerken, dass die horizontal liegenden Fachwerkspfosten, welche normal zu den Untergurten liegen, der Übersichtlichkeit halber hier nicht dargestellt sind. Wie vorhin schon erwähnt, werden die Stahlzugdiagonalen als Zugstäbe im FE-Modell klassifiziert und es muss daher kein zusätzliches Gelenk an den Stabenden eingefügt werden.

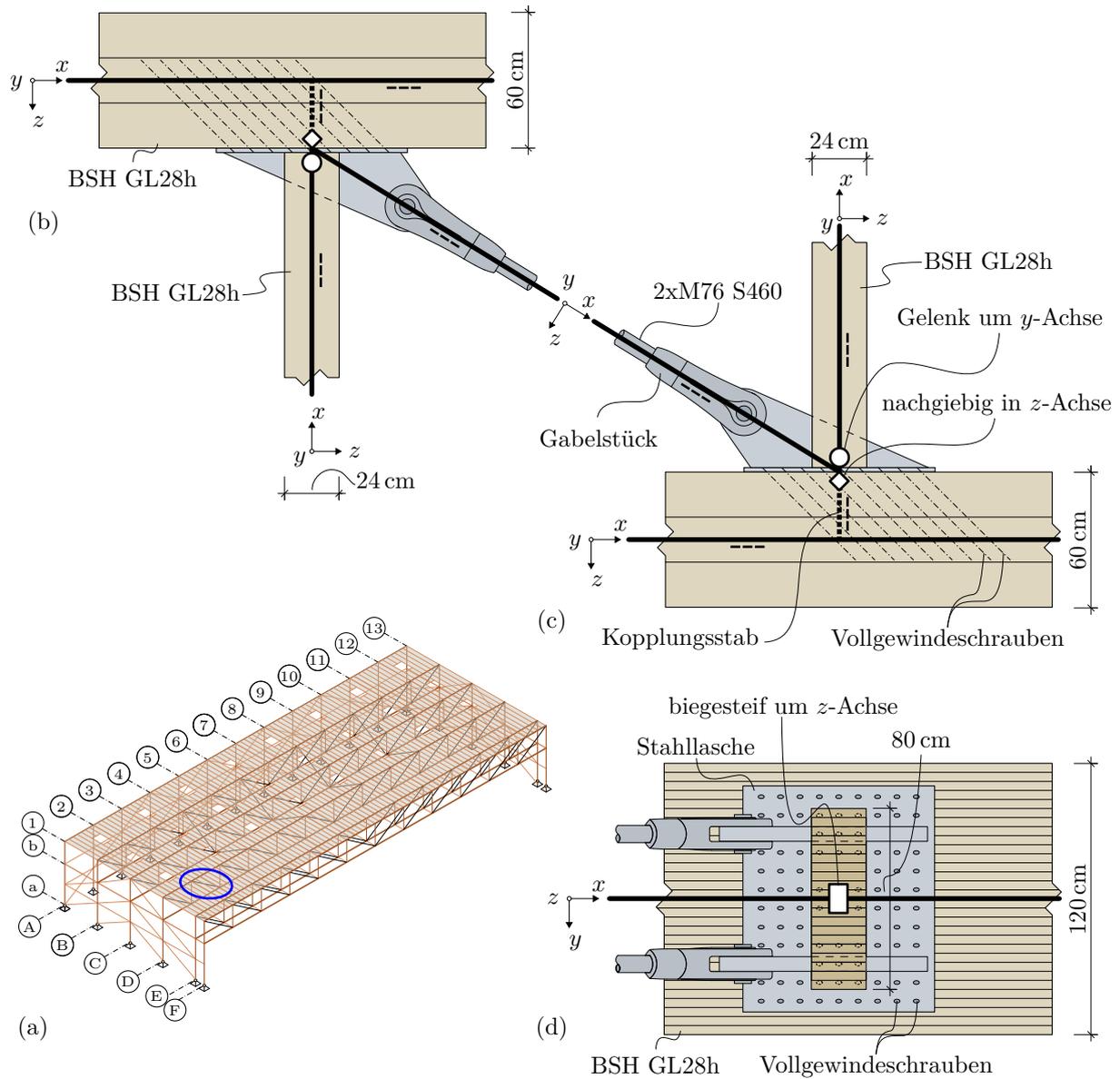


Abb. 4.52: Qualitative Darstellung des Knotenpunktes Gurt–Zugdiagonale–vertikaler Pfosten mit zugehörigem statischen System in Achse ① im zweiten Feld im Bereich Achse ②–③: (a) Tragwerksübersicht mit Lage des Knotenpunktes (blau eingetragen), (b) Ansicht des Knotens im Obergurt, (c) Ansicht des Knotens im Untergurt, (d) Draufsicht des Knotens im Untergurt (der Anschluss der horizontal liegenden Fachwerkspfosten normal zu den Untergurten ist hier der Übersichtlichkeit halber nicht dargestellt)

In Abbildung 4.53 findet sich eine qualitative Darstellung einer Ausführungsmöglichkeit des Anschlusspunktes der beiden Zugdiagonalen in Fachwerkträgermitte bei Achse ⑦ mit dem Untergurt und den vertikalen Fachwerkpfosten. In Abbildung 4.53a sind diese Bereiche in der Tragwerksübersicht hervorgehoben. Abbildung 4.53b zeigt die Ansicht des Knotens im Untergurt in den Achsen ③–④ und Abbildung 4.53c zeigt die Draufsicht. Die Knotenpunkte in den Achsen ⑤ und ⑥ sind in der baustatischen Modellbildung gleichwertig und unterscheiden sich mit den hier dargestellten Zeichnungen nur durch die geringeren Untergurtdimensionen. Die Kräfte sind hier im Vergleich zu den auflagernahen Feldern deutlich geringer, deshalb sind hier auch die Stahlbauteile deutlich kleiner. Die vorgeschlagene Ausführung erlaubt es hier wiederum, die einwirkenden Vertikalkraftkomponenten der Zugdiagonalen mit dem vertikalen Fachwerkpfosten direkt *kurzzuschließen*. Auch die Horizontalkraftkomponenten der Zugdiagonalen können direkt in die gegenüberliegende Zugdiagonale über die Stahllasche *kurzgeschlossen werden*. Die Holzmatrix wird hier in diesem Untergurtbereich, welcher die größten Zugnormalkräfte des gesamten Fachwerkträgers erfährt (siehe auch Abbildung 5.2), möglichst wenig durch die Verschraubung mit schräg angeordneten Vollgewindeschrauben geschwächt.

In Abbildung 4.54 ist qualitativ eine mögliche Ausführung des Anschlusses bzw. Auflagers des Fachwerkträgers in Achse ④ an/auf die Seitenstütze in Achse ① ersichtlich. Abbildung 4.54a zeigt dabei wiederum die Lage des behandelten Anschlusses in der Tragwerksübersicht. Abbildung 4.54b zeigt die Ansicht des Anschlussbereichs des Obergurtes und der Stahlzugdiagonalen am Stützenkopf. Aufgrund der in diesem Bereich hohen Zugkräfte in den Stahlzugdiagonalen ist es zielführend, Exzentrizitäten möglichst zu vermeiden und die Detailausbildung so anzulegen, dass sich alle Stabachsen in einem Punkt schneiden. Auch ist hier aufgrund der wirkenden Kräfte eine möglichst leistungsfähige Art der Lasteinleitung zu wählen. Lasteinleitungen im Hirnholzbereich mittels Stahlplatten erfüllen diesen Anspruch. Über im Obergurt und in der Stütze eingeschlitzte Stahllaschen können die Zugkräfte der Stahldiagonalen über Stahlplatten in das Hirnholz des Obergurtes und der Stütze eingeleitet werden. Diese Stahlplatten oder auch Kopfplatten sind mit Vollgewindeschrauben auf die Holzbauteile festzuschrauben. Für die baustatische Modellbildung wird in diesem Knotenbereich vereinfacht ein Vollgelenk um die lokale y-Achsen sowie um die lokalen z-Achsen angenommen. Der Anschluss des Untergurtes an die Seitenstütze ist in Abbildung 4.54c als Ansicht dargestellt und entspricht einem einfachen Stumpfstoß, welcher mit Vollgewindeschrauben oder anderwärtigen Stahlbauteilen gesichert werden kann. Dadurch, dass der Untergurt breiter als die Seitenstütze ist, kann auch eine Ausnehmung angedacht werden, sodass der Untergurt zwei Laschen aufweist, welche seitlich die Stütze fixieren. Hier treten vergleichsweise deutlich geringere Kräfte auf, für die Stabilität der Seitenstütze ist aber dieser Kontaktpunkt sehr wichtig. Für die baustatische Modellbildung im FE-Modell wird ein gewichtsloser Kopplungsstab und ein Anschluss an den Untergurt mittels Vollgelenk um die lokale y-Achse und lokale z-Achse vorgeschlagen. Die Wandbauteile der Seitenwände (Wanddiagonalen und horizontale Pfosten) sind in diesen Abbildungen nur angedeutet.

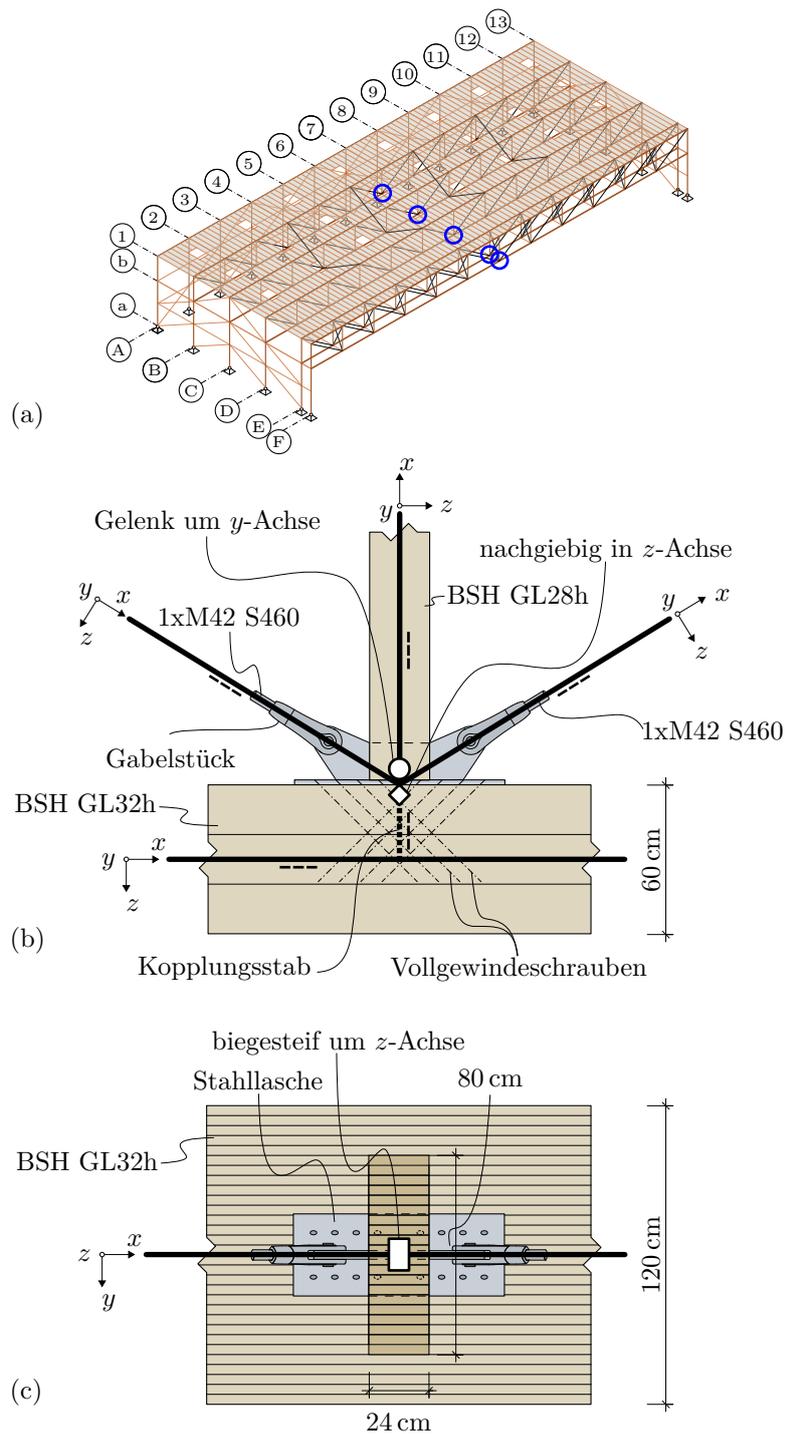


Abb. 4.53: Qualitative Darstellung des Knotenpunktes Untergurt–Zugdiagonalen–vertikaler Pfosten in Trägermitte bei Achse ⑦ mit zugehörigem statischem System: (a) Tragwerksübersicht mit Lage der Knotenpunkte (blau eingetragen), (b) Ansicht des Knotens im Untergurt in den Achsen ①–⑥, (c) Draufsicht des Knotens im Untergurt in den Achsen ①–⑥ (der Anschluss der horizontal liegenden Fachwerkspfosten normal zu den Untergurten ist nicht dargestellt)

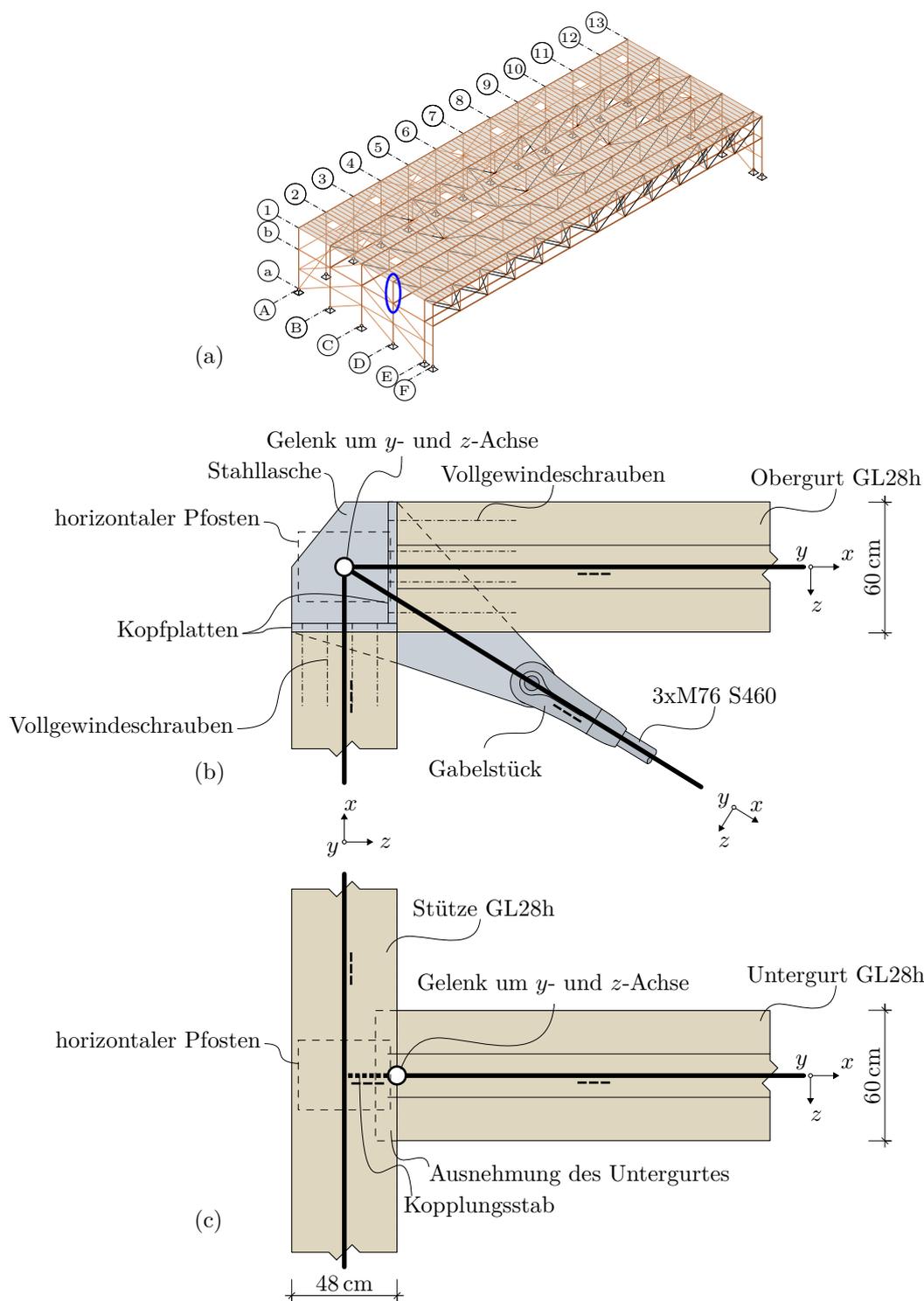


Abb. 4.54: Qualitative Darstellung des Knotenpunktes des Fachwerkträgers in Achse ① mit Seitenstütze bei Achse ① mit zugehörigem statischen System : (a) Tragwerksübersicht mit Lage des Knotenpunktes (blau eingetragen), (b) Ansicht des Anschlussbereichs des Obergurtes und der Zugdiagonalen am Stützenkopf (c) Ansicht des Anschlussbereichs des Untergurtes an die Stütze, (der Anschluss der horizontal liegenden Pfosten und Diagonalen in der Wandebene ist nicht dargestellt)

4.4.4 Wandbauteile der Rückwand und Seitenwände

Die Ausfachung bzw. Aussteifung der Rückwand und der beiden Seitenwände erfolgt durch horizontal liegende und diagonal angeordnete Brettschichtholzträger. Die horizontalen Pfosten haben die Aufgabe, die aus den freistehenden Außenwänden einwirkenden Horizontalkräfte infolge Wind, Erdbeben etc. aufzunehmen und in die Stützen einzuleiten sowie mit den Diagonalen gemeinsam den Wandverband auszubilden. Die Diagonalen sind für die Aussteifung zuständig. Die Außenwände sind dahingehend konzipiert, dass die Vertikalkräfte, welche direkt auf die Außenwände wirken, wie z. B. das Wandeigengewicht nur über die Wände selber in das Fundament abgetragen werden. Nur die Horizontalkräfte werden über die horizontalen Träger über die Stützen abgeleitet. Die Diagonalen erfahren lediglich Normalkräfte und werden von den Außenwänden nicht belastet und diese sind daher auch nicht an den Diagonalen befestigt.

In Abbildung 4.55 ist beispielhaft ein Knotenpunkt im Bereich von Achse ① und ②, bestehend aus Seitenstütze, horizontalen Pfosten und Diagonalen, qualitativ abgebildet. In Abbildung 4.55a ist die Lage des betrachteten Knotens hervorgehoben und in Abbildung 4.55b ist die Ansicht des Knotenpunktes dargestellt. In die Stütze werden dabei doppelte Knotenbleche eingeschlitzt und mit Schraubbolzen verbunden. Der Anschluss der horizontalen Pfosten und der Diagonalen erfolgt dabei mit Stahlblechlaschen an das Knotenblech. Die Stahlblechlaschen sind in den Holzbauteilen eingeschlitzt und mit Schraubbolzen und Stabdübeln gesichert. Diese Anschlussmethode hat den Vorteil einer schnellen Montage, denn die Laschen und Knotenbleche können in allen Bauteilen werkseitig montiert werden und müssen auf der Baustelle nur noch zusammengefügt und als klassische Stahlverbindung mit Schraubbolzen gesichert werden.

Im *erweiterten Basismodell* werden die Knotenbleche und die Anschlussbleche nicht extra modelliert. Das Stabmodell mit den Holzquerschnitten der Diagonalen und Pfosten folgt dabei der Stabachse bis zum Schnittpunkt mit der Stützenachse. Der Anschluss an die Stütze ist dabei gelenkig um die lokale y - und z -Achse. In Stablängsrichtung wird eine axiale Nachgiebigkeit k_{ser} infolge Normalkrafteinwirkung berücksichtigt.

Für die Abschätzung dieser Nachgiebigkeiten wird die alte DIN 1052 Teil 2 [20] herangezogen. In dortiger Tabelle 13 finden sich Verschiebungsmoduln C in N/mm sowie Verschiebungen v bei zulässiger Normalkraft N von verschiedenen Verbindungsmitteln in Anschlüssen und Stößen. Für Stabdübel und Passbolzen bei Verbindung von Stahlteilen und Brettschichtholz ergibt sich, wenn die Löcher im Stahlteil 1 mm größer als der Nenndurchmesser des Verbindungsmittels gebohrt wird, folgender Wert für den Verschiebungsmodul C in N/mm

$$0,70 \cdot \text{zul.} N , \quad (4.58)$$

und eine Verschiebung v bei zul. N zu

$$1,4 \text{ mm} . \quad (4.59)$$

Im vorliegenden Tragwerksentwurf wird angenommen, dass die Ausführung qualitativ hochwertig ist und die Löcher in den Stahlteilen passgenau ausgeführt werden. Dies ist auch eine Forderung vom EC5-1-1 [46], welcher bei Stabdübel keinen größeren Bohrlochdurchmesser als den Nenndurchmesser der Stabdübel erlaubt. Somit kann für die Verschiebung v in (4.59) angenommen werden, dass diese 0,4 mm nicht überschreitet. Für zul. N ist die zulässige Belastung im Lastfall H anzusetzen. In der alten DIN 1052 Teil 1 [19] sind die damaligen Lastannahmen geregelt. Lastfall H beschrieb früher die Summe der Hauptlasten, zu denen ständige Lasten, Verkehrslasten und auch Schneelasten zu zählen sind. Wind galt nicht als Hauptlast, sondern als Zusatzlast und wäre demnach dem Lastfall HZ als die Summe der Haupt- und Zusatzlasten zuzuschreiben

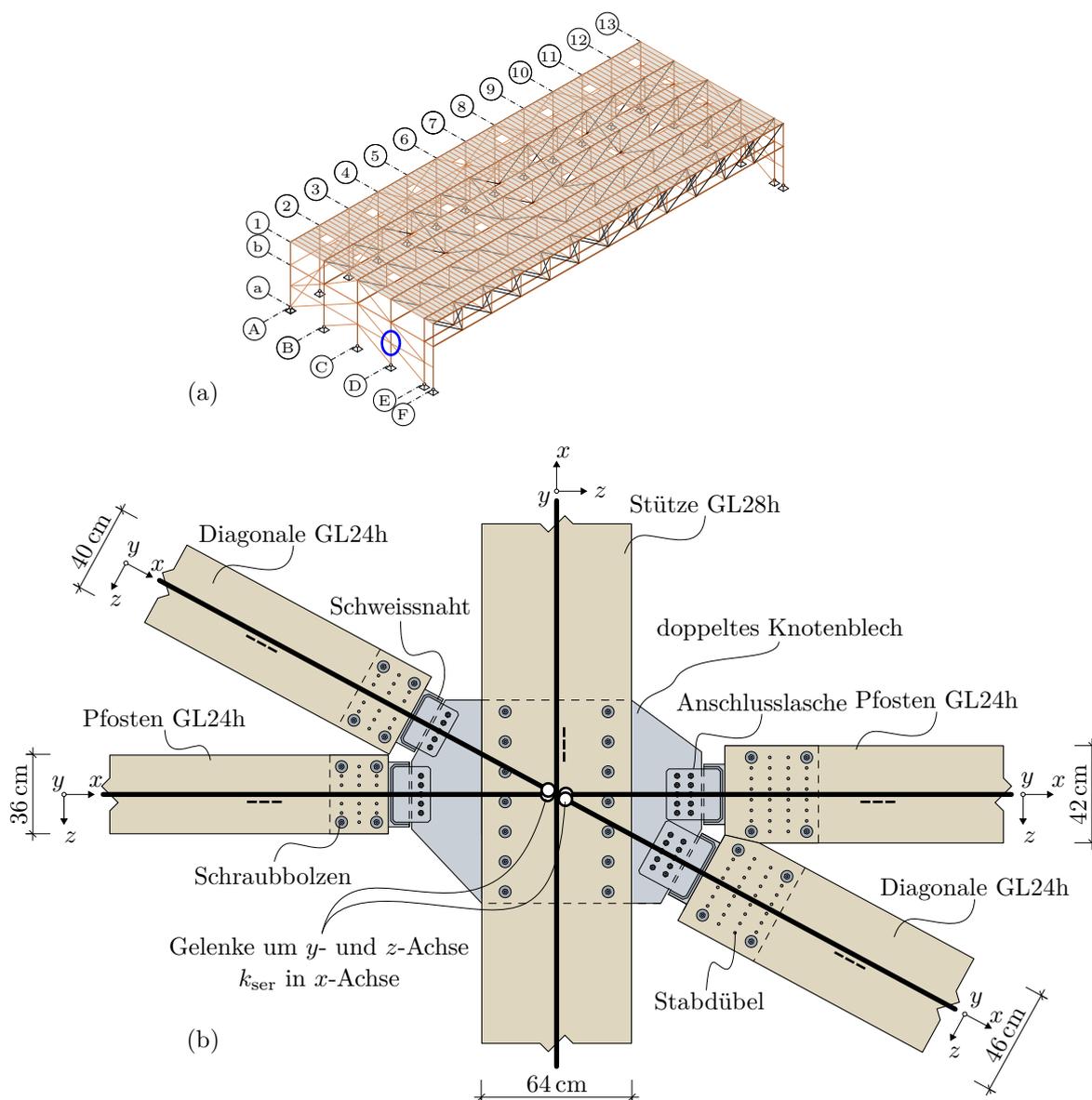


Abb. 4.55: Qualitative Darstellung eines Knotenpunktes einer Stütze mit Anschlüssen der horizontalen Träger und Diagonalen im Bereich von Achse ① und ① mit zugehörigem statischen System: (a) Tragwerksübersicht mit Lage des Knotenpunktes, (b) Ansicht des Knotenpunktes

gewesen. Für die Diagonalen und die horizontalen Träger stellt, abgesehen vom Eigengewicht, aber Wind die Hauptbelastung dar. Nach [19] ist somit Wind auch als Hauptlast zu sehen.

Wird der Lastfall H den heutigen Lastkombinationen gegenübergestellt, entspricht dieser den charakteristischen Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS. Der Verschiebungsmodul C in N/mm entspricht somit dem heutigen Verschiebungsmodul k_{ser} in N/mm.

Diese Zusammenhänge können genutzt werden, um die axialen Anschlussnachgiebigkeiten der Verbindungen in den horizontalen Trägern und der Diagonalen unter Normalkraftbeanspruchung abzuschätzen. Durch eine umhüllende Ergebniskombination über sämtliche SLS Lastkombi-

nationen können die maximal einwirkenden Schnittgrößen N ermittelt werden. Diese werden nach Größe gruppiert und entsprechend den zugehörigen Gruppen mit der zulässigen axialen Verschiebung $v = 0,4 \text{ mm}$ ein axialer Verschiebungsmodul k_{ser} zugeordnet und in das FE-Modell eingepflegt. Die im *erweiterten Basismodell* berücksichtigten Anschlussnachgiebigkeiten der Diagonalen und der horizontalen Pfosten für die Rückwand sind in Abbildung 4.56a,b und für die Seitenwände in Abbildung 4.57 ersichtlich.

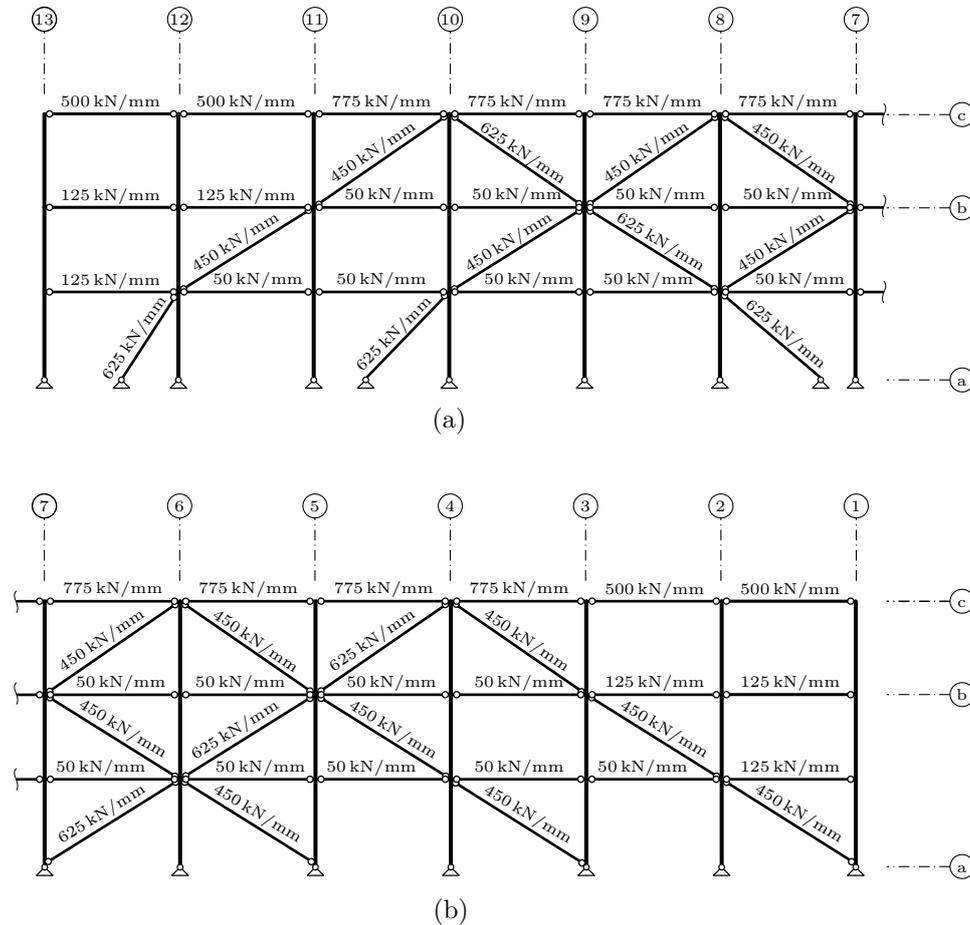


Abb. 4.56: Darstellung der der axialen Verschiebungsmodule k_{ser} bei Normalkraftbeanspruchung für die Diagonalen und horizontalen Pfosten der Rückwand in Achse (A): (a) Bereich von Achse ⑦–⑬, (b) Bereich von Achse ①–⑦

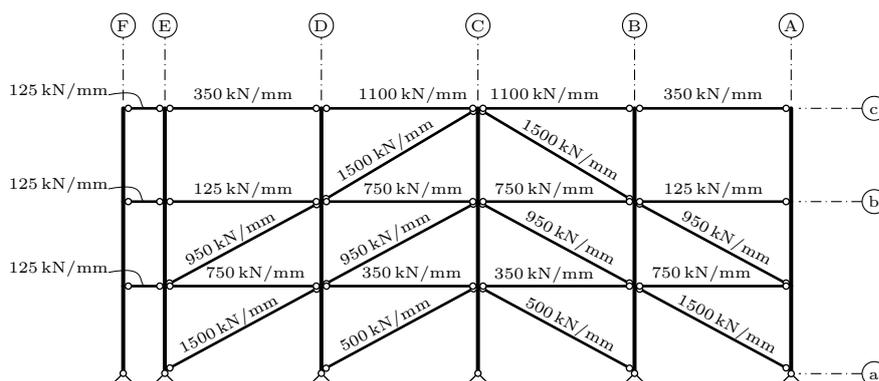


Abb. 4.57: Darstellung der axialen Verschiebungsmodule k_{ser} bei Normalkraftbeanspruchung für die Diagonalen und horizontalen Pfosten der Seitenwände in Achse ① und ⑬

4.4.5 Horizontale Pfosten quer zu den Untergurten

Für die horizontalen Pfosten, welche auf Höhe der Untergurte quer zu diesen liegen, werden ebenfalls die axialen Anschlussnachgiebigkeiten der Verbindungen, wie im vorherigen Kapitel vorgestellt, berücksichtigt. In nachstehender Abbildung 4.58 sind die im FE-Modell berücksichtigten Nachgiebigkeiten ersichtlich, welche bei allen Pfosten hier 300 kN/mm betragen.

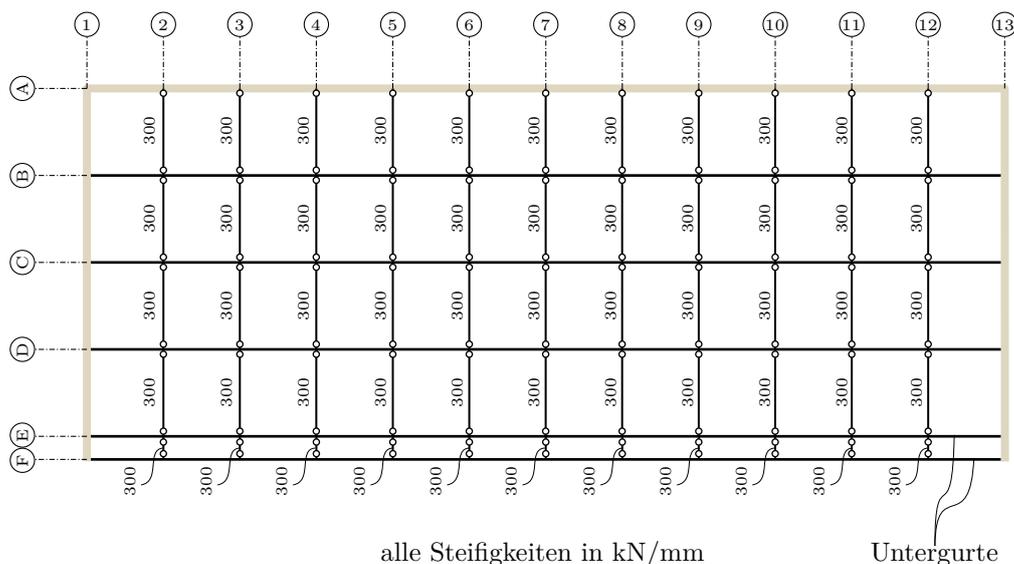


Abb. 4.58: Darstellung der axialen Verschiebungsmodule k_{ser} bei Normalkraftbeanspruchung für die horizontalen Pfosten quer zu den Untergurten

4.4.6 Dachscheibe aus OSB und Flachdachträger

Die Obergurte der Fachwerkträger sowie die gesamte Dachkonstruktion werden vollflächig durch eine Dachscheibe in Rahmenbauweise ausgesteift. In Abbildung 4.59a ist die Zusammensetzung dieser Dachscheibe und die Anbindung an den Obergurt an einem Ausschnitt der Dachfläche qualitativ dargestellt. Den Rahmen bilden hier die Flachdachträger und Schubhölzer aus Brettchichtholz. Die Flachdachträger sind als Einfeldträger zwischen den Obergurten aufgelegt und an

diesen verschraubt. Die Schubhölzer schließen den Rahmen und sind ebenfalls mit dem Obergurt verschraubt. Die Bepunktung stellt eine großformatige, 30 mm starke OSB 4-Platte dar. Die Plattengröße ist mit der Abmessung 2,45 m auf 9,83 m auf die Achsabstände der Obergurte und der Flachdachträger abgestimmt. Solche großformatigen Platten sind durchaus für Großprojekte bei OSB-Platten Herstellern bestellbar und werden auf Anfrage hergestellt. Als Beispiel sind bei der Firma EGGER Großformatplatten mit einem Maximalformat von 11,5 m x 2,8 m lieferbar [25]. Je Platte werden drei Flachdachträger vernagelt, wobei die Schubkraftübertragung hauptsächlich am Plattenrand stattfindet. In Abbildung 4.59b sind die assemblierten Bauteile ersichtlich.

Im *erweiterten Basismodell* werden die OSB-Platten als orthotrope Flächen berücksichtigt, welche mittels Liniengelenke über die Plattenränder an die stabförmigen Flachdachträger und an den stabförmigen Obergurt angeschlossen werden. Durch diese Liniengelenke ist es möglich, die Nachgiebigkeit k_{ser} der Vernagelung der OSB-Platte an die Flachdachträger zu berücksichtigen. Dies wird in einem späteren Absatz genauer erläutert. Für die Modellbildung als orthotrop elastische 2D-Fläche unter Scheibenbeanspruchung wurden dabei folgende Steifigkeiten berücksichtigt:

$$E_x = 4300 \text{ N/mm}^2, \quad (4.60)$$

$$E_y = 3200 \text{ N/mm}^2, \quad (4.61)$$

$$G_{xy} = 1300 \text{ N/mm}^2, \quad (4.62)$$

$$G_{xz} = 160 \text{ N/mm}^2, \quad (4.63)$$

$$G_{yz} = 160 \text{ N/mm}^2. \quad (4.64)$$

Diese mechanischen Kennwerte wurde der Leistungserklärung der Firma EGGER [16] für die EGGER OSB 4 TOP-Platte für eine Plattenstärke zwischen 25 mm – 30 mm entnommen.

Die Modellbildung der real unterschiedlich gelegenen Stabachsen der Obergurte und der Flachdachträger sowie der OSB-Plattenmittelebene erfolgt im *erweiterten Basismodell* vereinfacht in einer Ebene auf Höhe der Obergurtstabachse. Somit ist es nicht notwendig, die Schubhölzer zu modellieren. Die Flachdachträger in der Mitte der OSB-Platten werden nicht mit Liniengelenken angeschlossen, sondern in die Fläche integriert. In Abbildung 4.59c ist das zu Abbildung 4.59a,b zugehörige statische System ersichtlich. Die Flachdachträger werden dabei gelenkig an den Obergurt angeschlossen und die OSB-Platten dazwischen mit an den Plattenrändern umlaufenden Liniengelenken eingebunden.

Die Modellierung der aussteifenden Dachscheibe stellte dennoch eine gewisse Herausforderung dar. Für eine vollständige realistische Modellierung müssten im FE-Modell unterschiedliche Bauphasen definiert werden, denn zunächst werden die Fachwerkträger aufgestellt und von einer Seite beginnend die Flachdachträger und die OSB-Platten aufgelegt, befestigt und anschließend bzw. auch gleichzeitig der Dachaufbau mit Dämmung und Abdichtung ausgeführt. Danach wird die PV-Anlage montiert. Erst mit Verschraubung der letzten Flachdachträger und Vernagelung der letzten OSB-Platte ist die aussteifende Dachfläche vollständig. Die Hauptproblematik liegt darin, dass die OSB-Platten nicht in die Biegetragfähigkeit der Fachwerkträger im Obergurtbereich eingehen dürfen. Wird aber das FE-Modell so modelliert, dass die Flachdachträger in der Obergurtebene eingefügt werden und die OSB-Platten dazwischen als orthotrope Fläche mittels Liniengelenke an die Flachdachträger verbunden werden, ist das allerdings der Fall. Denn die FE-Software kann nicht erkennen, dass die OSB-Platten erst später eingebaut werden und somit erfahren die OSB-Platten in der Berechnung sehr große Scheibennormalkräfte n_y in Richtung der Fachwerkträger. Dies hat zur Folge, dass einerseits die Biegetragfähigkeit der Fachwerkträger überschätzt und somit die Verformung unterschätzt wird. Weiters ergibt sich

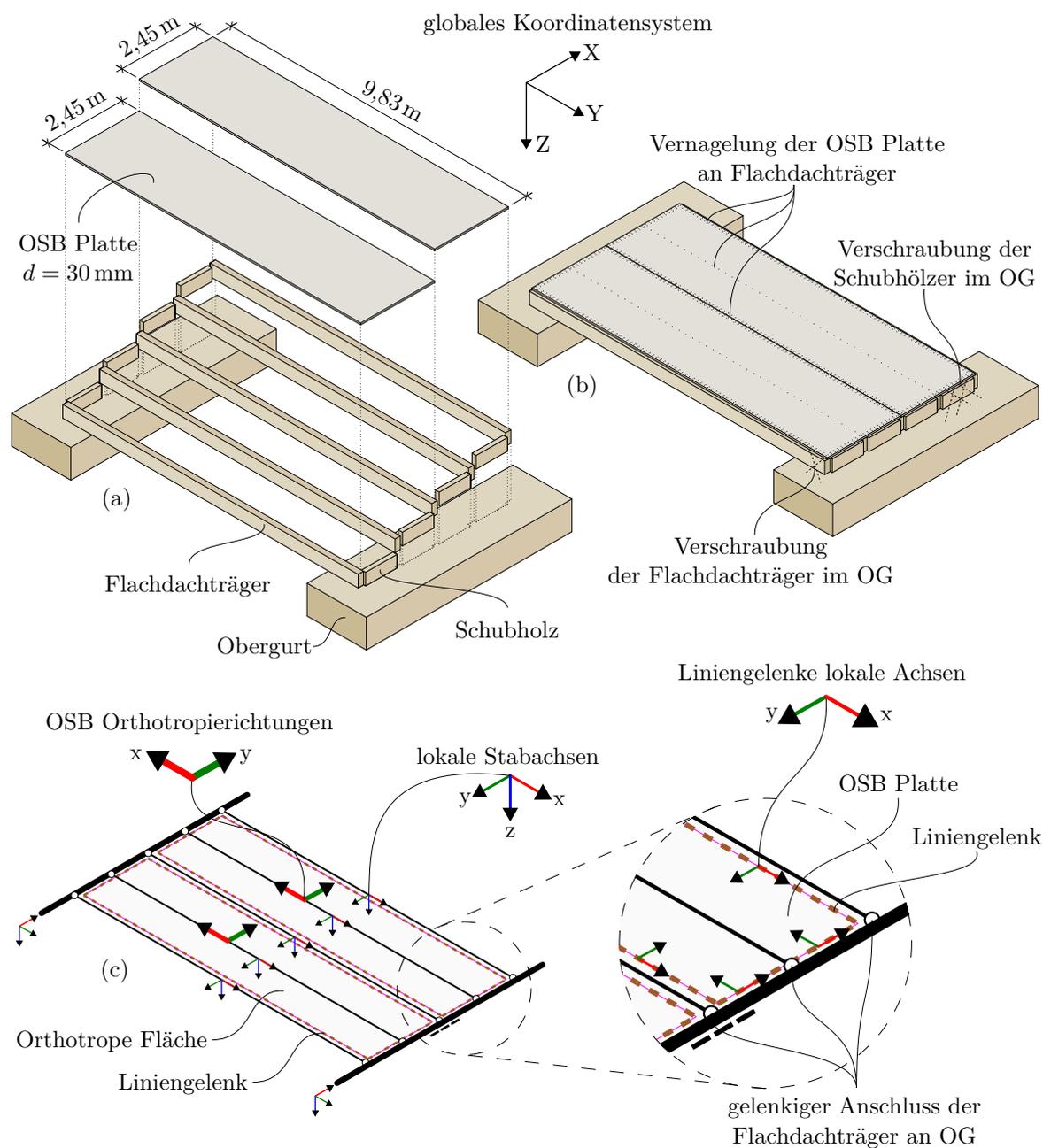


Abb. 4.59: Qualitative Darstellung eines Ausschnittes der Dachscheibe: (a) Darstellung der einzelnen Bauteilkomponenten, (b) assemblierte Bauteilkomponenten, (c) berücksichtigtes statisches System im *erweiterten Basismodell*

durch die großen Scheibennormalkräfte die Gefahr des Beulens der OSB-Platten, welche durch geringe Verzweigungslasten mit lokalen Beulfiguren der OSB-Platten im Zusatzmodul RF-Stabil von RFEM 5 [21] identifiziert werden können und nicht realistisch sind.

Um dieser Problematik gerecht zu werden und die in der Realität verschwindenden Tragwirkung der OSB-Platten im Verbund mit den Fachwerkträgern in Rechnung zu stellen, wurde zunächst versucht, die großen Scheibennormalkräfte der OSB-Platten durch eine *lokale Verringerung der Nachgiebigkeit* der Liniengelenke zu reduzieren. Das hat nicht den gewünschten Erfolg gebracht.

Aus den Überlegungen der Bauzustände wirkt vor der Montage der OSB-Platten nur das Eigengewicht der Konstruktion auf die Fachwerkträger. Können diese Anfangsverformungen negativ in sämtlichen anderen Lastkombinationen eingepreßt werden, wird dieser Bauzustand im Gesamtmodell berücksichtigt und die OSB-Platten erfahren nur jene Belastungen als Scheibennormalkräfte, welche nach deren Montage auftreten. In RFEM 5 [21] können zurzeit Anfangsverformungen aus Liniengelenken und Stabendgelenken nicht berücksichtigt werden. Eine Möglichkeit, diese Bauzustände dennoch abbilden zu können, bietet das Zusatzmodul RF-/STAGES der FE-Software RFEM 5 (Version 5.30.01) der Firma DLUBAL Software GmbH [21]. Diese Alternative wurde aufgrund des übersteigenden Zeitaufwandes einer Diplomarbeit aber nicht gewählt.

In weiterer Folge wurde ein ingenieurmäßiger Ansatz gewählt, welcher den Anspruch einer möglichst guten Abschätzung des Verhaltens der OSB-Dachscheibe genügt und in der FE-Software RFEM [21] ohne Zusatzmodul gut umzusetzen war. Durch eine Verringerung der MembranstEIFIGKEITSkomponenten der OSB-Platte auf 10 % kann verhindert werden, dass die OSB-Platte unrealistisch hohe Scheibennormalkräfte n_x und n_y *anzieht*. Dabei ist darauf zu achten, dass die Scheibenschubsteifigkeit, welche auch eine MembranstEIFIGKEIT darstellt, nicht reduziert wird. Voll in Rechnung gestellt werden somit die Scheibenschubsteifigkeit und die ScheibenbiegestEIFIGKEITEN. Diese Methodik stellt eine gute Annäherung an das tatsächliche Tragverhalten dar. Auch im Vergleich zu anderen Methoden der Modellierung von aussteifenden Scheiben werden hier mehr Aspekte berücksichtigt. So werden bei einer Modellierung mittels Schubkreuze nur die Scheibenschubsteifigkeiten berücksichtigt und Scheibennormalkräfte ausgeblendet.

Für die Befestigung der OSB-Platten an den Flachdachträgern werden Maschinennägel bzw. Rollennägel vorgeschlagen, welche mit Druckluftnaglern eingeschossen werden können. Diese Verbindungsart ist gekennzeichnet von einer relativ hohen Steifigkeit bei gleichzeitig hoher Verformungskapazität bzw. Duktilität. Für die Systemberechnung wird die notwendige Vernagelung der OSB-Dachscheibe bereichsweise abgeschätzt.

Für sämtliche Berechnungen werden Nägel mit der Geometrie 3,8 x 90 mm herangezogen. Für diesen Nageltyp werden folgende, für die Abschätzung notwendige Mindestabstände nach EC5-1-1-NA [46] herangezogen:

$$a_1 = 14 d = 14 \cdot 3,8 \text{ mm} = 53,2 \text{ mm} \quad (4.65)$$

$$a_2 = 5 d = 5 \cdot 3,8 \text{ mm} = 19 \text{ mm} \quad (4.66)$$

$$a_4 = 7 d = 7 \cdot 3,8 \text{ mm} = 26,6 \text{ mm} \quad (4.67)$$

Der Abstand a_1 wurde dabei so gewählt, dass k_{ef} in Faserlängsrichtung nicht berücksichtigt werden muss. Abstand a_2 stellt dabei den Mindestabstand von zwei nebeneinanderliegenden Nagelreihen dar und Abstand a_4 den Mindestabstand zum beanspruchten Rand der OSB Platte bzw. des Flachdachträgers. In Abbildung 4.60 ist der Anschlussbereich von zwei OSB-Platten an einen Flachdachträger qualitativ dargestellt. Es ist zu erkennen, dass unter Einhaltung der Mindestabstände eine dreireihige Vernagelung möglich ist.

Mit der Steifigkeit des einzelnen Nagels sowie der Anzahl der Nagelreihen je Anschluss der OSB-Platten und der Nagelabstand innerhalb einer Reihe kann die resultierende Steifigkeit k_{ser} je Laufmeter für den Anschluss der OSB-Platten an die Flachdachträger berechnet werden. Diese Steifigkeiten bzw. Nachgiebigkeiten können dann im FE-Modell in den Liniengelenken als Federsteifigkeiten c_{ux} und c_{uy} in Richtung der lokalen Liniengelenksachsen (gemäß Abbildung 4.59c) an den umlaufenden Plattenrändern berücksichtigt werden.

In Abbildung 4.61 ist die bereichsweise Einteilung der Liniengelenksnachgiebigkeiten in der Dachscheibe im FE-Modell ersichtlich. Hier wurden unterschiedliche Steifigkeitsbereiche ausgebildet.

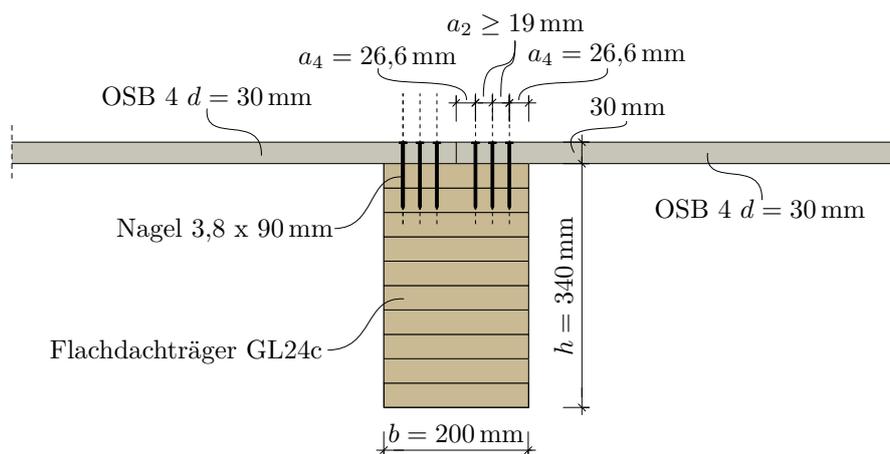


Abb. 4.60: Qualitative Schnittdarstellung eines Nagelanschlusses von zwei OSB 4-Platten an einen Flachdachträger (Abmessungen in mm)

Um hohe Schubkonzentrationen zu vermeiden, wurde in den Eckbereichen ein vergleichsweise *weicheres* Verbindungsmittel in Form von Klammern gewählt. Dazu werden Klammern mit einer Drahtstärke von $1,7 \text{ mm} \times 1,9 \text{ mm}$ und einer Länge von 70 mm vorgeschlagen. Mit 15 Stücke je Laufmeter ergibt sich hierbei eine Steifigkeit k_{ser} von 3385 kN/m^2 . In Anhang D in Abbildung D.2 ist die Berechnung der einschnittigen Verbindung ersichtlich.

Die *steiferen* Bereiche werden genagelt. Hier ist es sinnvoll, wiederum bereichsweise die Anzahl der Nägel je Laufmeter zu variieren und an die Kraftabtragung anzupassen. In Anhang D in Abbildung D.1 ist die Berechnung der einschnittigen Verbindung ersichtlich. Im *erweiterten Basismodell* wurden drei Nagelbereiche gemäß Abbildung 4.61 unterschieden. In der Dachscheibe sind im Mittelbereich der Rückwand und den Seitenwänden hohe Kräfte zu erwarten, da hier die Horizontallasten in die darunter liegenden Wände übertragen werden müssen. Dementsprechend sind diese Bereiche dreireihig zu vernageln. Zur Dachflächenmitte sind weniger Kräfte zu erwarten, deswegen geht die dreireihige Vernagelung über eine zweireihige Vernagelung in eine einreihige Vernagelung im Mittelbereich über. Dies ist auch durch die Analogie der Dachscheibe zu einem liegenden Einfeldträger erklärbar. So ist bei Windbelastung aus Nord oder Süd der Scheibenschubkraftverlauf n_{xy} ähnlich wie der Querkraftverlauf bei einem Einfeldträger unter Gleichlast wie die Schnitte in den Abbildungen 5.9 und 5.11 zeigen.

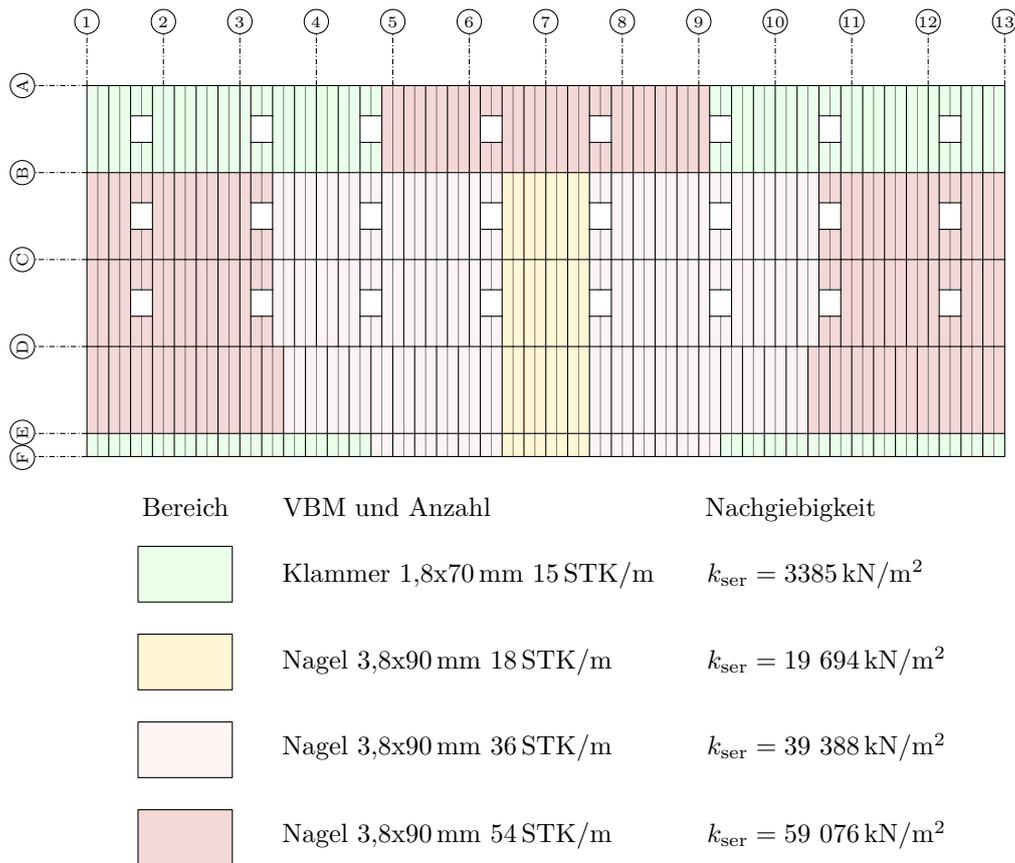


Abb. 4.61: Übersicht der bereichsweisen Liniengelenksnachgiebigkeiten k_{ser} (parallel und normal zur Fachwerkträgerrichtung) im *erweiterten Basismodell*

4.4.7 Berechnungsparameter, FE-Netz und Lastaufbringung

Die Berechnung des *erweiterten Basismodells* wurde mit der FE-Software RFEM 5 (Version 5.30.01) der Firma DLUBAL Software GmbH [21] durchgeführt. Vor jeder Berechnung mit FE-Software ist es sinnvoll, sich mit den Berechnungsparametern sowie den FE-Netzeinstellungen vertraut zu machen. Bei den Berechnungsparametern sind folgende Einstellungen gewählt worden:

- Aktivierung der Schubsteifigkeiten für alle Berechnungen,
- Berechnung der Lastfälle nach Theorie I. Ordnung mit den Mittelwerten der Steifigkeiten und Newton-Raphson als Lösungsmethode,
- Berechnung der Lastkombinationen LK 1–LK 6 nach Theorie I. Ordnung mit den Mittelwerten der Steifigkeiten und Newton-Raphson als Lösungsmethode. Modifikation der Stabgelenk- und Liniengelenkssteifigkeiten mit dem Faktor 0,667,
- Berechnung der ULS Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = 0$ nach Theorie II. Ordnung mit den Mittelwerten der Steifigkeiten und Picard als Lösungsmethode. Modifikation der Stabgelenk- und Liniengelenkssteifigkeiten mit dem Faktor 0,667,
- Berechnung der ULS Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Theorie II. Ordnung mit den Mittelwerten der Steifigkeiten und Picard als Lösungsmethode. Modifikation

der Stabgelenk- und Liniengelenkssteifigkeiten mit dem Faktor 0,667. Aktivierung von Anfangsdehnungen aus der zugehörigen quasi-ständigen Lastkombination. Multiplikation der Anfangsdehnungen für jedes Bauteil extra mit k_{def} .

- Berechnung der SLS Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = 0$ nach Theorie II. Ordnung mit den Mittelwerten der Steifigkeiten und Picard als Lösungsmethode.
- Berechnung der SLS Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Theorie II. Ordnung mit den Mittelwerten der Steifigkeiten und Picard als Lösungsmethode. Aktivierung von Anfangsdehnungen aus der zugehörigen quasi-ständigen Lastkombination. Multiplikation der Anfangsdehnungen für jedes Bauteil extra mit k_{def} .

Für die Berechnung des *erweiterten Basismodells* wurden folgende FE-Netz Einstellungen gewählt:

- Angestrebte Länge der finiten Elemente $l_{\text{FE}} = 0,4 \text{ m}$ (für Flächen und Stäbe),
- Teilung für gerade Stäbe, welche nicht in Flächen integriert sind mit l_{FE} , aber mindestens zwei Stabteilungen je Stab,
- Verwendung von drei- und viereckigen Flächenelementen mit einem maximalen Verhältnis der FE-Viereck-Diagonalen $\Delta_{\text{D}} = 1,8$,

Nach Generierung des FE-Netzes wurde dieses kontrolliert. Nach den Berechnungen wurde festgestellt, dass die FE-Netzgröße ausreichend klein gewählt wurde und auch lokal keine FE-Netzverdichtungen notwendig waren.

Für die Berücksichtigung der Flächenlasten in den einzelnen Lastfällen wie z. B. Wind, Schnee etc. wurde die Funktion *Belastung generieren – Aus Flächenlast auf Stäbe mittels Ebene* verwendet. So ist nicht jeder Bauteil extra mit einer Stablast unter dem Einfluss der Lasteinwirkungsfläche zu belasten, sondern es wird eine Ebene mit zugehöriger Belastung definiert und die darin enthaltenen lastabtragenden Bauteile werden ausgewählt. Die Belastung auf die ausgewählten Stäbe wird dabei automatisch ermittelt. Um die Lastanteile auf die Bauteile der Seitenwände, der Rückwand und im Torbereich mit der automatischen Lastgenerierung korrekt abbilden zu können, war es notwendig, umlaufend einen gewichtslosen *Hilfstab* einzufügen, welcher auf das Tragwerkverhalten aber keinen Einfluss darstellte. So konnten Lastbereiche wie die halbe Rolltorhöhe oder Bereiche in den unteren Stützenbereichen bei den Seitenwänden oder der Rückwand direkt den Fußpunkten zugeordnet werden.

4.4.8 Rückschlüsse nach den Berechnungen des erweiterten Basismodelles

Schlussendlich wurde nach vielen Iterationen ein brauchbares *erweitertes Basismodell* finalisiert, welches folgende Rückschlüsse erlaubte:

- Durch die exzentrischen Anschlüsse der Zugdiagonalen mit einem Normalabstand $u_z = 30 \text{ cm}$ von den Stabachsen der Gurtquerschnitte der Fachwerkträger entstehen signifikante Biegemomente in den Gurtquerschnitten, welche die Nachweisführung für den Traglastfall deutlich beeinflussen.
- Die Lage des ideal um die lokale y -Achse gelenkigen Montagestoßes der Untergurtquerschnitte der Fachwerkträger (siehe Abbildung 4.47) hat einen Einfluss auf die danebenliegenden Biegemomente in den exzentrischen Anschlüssen der Zugdiagonalen. Idealerweise ist hier ein Abstand zu wählen, welcher die Nachweisführung im Traglastfall positiv beeinflusst.

Unter gegenständlichen Randbedingungen ist es hier sinnvoll, das Gelenk im Abstand von 2,7 m nach Achse ④ bzw. vor Achse ⑩ anzuordnen.

- Die Lage des ideal biegesteifen Montagestoßes der Obergurtquerschnitte der Fachwerkträger (siehe Abbildung 4.49) hat Einfluss auf die Modellbildung und die Stabilität. Grundsätzlich ist es sinnvoll, den Montagestoß möglichst aus dem mittleren Feldbereich hin zu den vertikalen Fachwerkpfosten zu situieren. Es muss darauf geachtet werden, dass der Montagestoß ständig überdrückt wird (siehe Abbildung 4.48). In diesem Fall wurde der Montagestoß im Abstand von 1,21 m nach Achse ④ bzw. vor Achse ⑩ angeordnet.
- Das Eigengewicht des Dachaufbaus hat Einfluss auf das Systemverhalten der Tragkonstruktion und auf die Modellbildung. In vorgestellten Tragwerksentwurf mit dem angenommenen Dachaufbau sind im Bereich der Montagestoße sämtlicher Obergurte ständig negative Druckspannungen σ_x zu erwarten, sogar im Fall von abhebenden Windsog. Sollte nun der Dachaufbau dahingehend verändert werden, dass dessen Eigengewicht geringer wird, so muss eventuell die Modellbildung anders gestaltet werden und das Verhalten im Montagestoß der Obergurte fallweise unterschieden werden. Dies ist auch der Fall bzw. zu prüfen, wenn die PV-Anlage nicht ausgeführt wird.

Kapitel 5

Ergebnisse und Nachweisführung

5.1 Ergebnisse

In den vorgehenden Ausführungen wurde die Genesis des *erweiterten Basismodells* umfangreich und nachvollziehbar vorgestellt. In diesem Kapitel werden die Auswertung der Berechnungsergebnisse und auch die Nachweisführung dieses Modells abgehandelt. Die nachfolgend präsentierten Ergebnisse stellen dabei nur einen Ausschnitt aus den Berechnungen des *erweiterten Basismodells* dar. So werden nur jene wesentlichen Ergebnisse diskutiert, welche für die Beantwortung der Fragestellung dieser Arbeit notwendig sind. Dies betrifft primär die Verformungen der Dachkonstruktion im Torbereich, die Dimensionierung der Gurtbauteile der Fachwerkträger sowie den Nachweis der OSB-Dachscheibe. Für eine Ausführungsstatik ist natürlich eine detaillierte Aufbereitung sämtlicher Ergebnisse und Berechnung aller Detailausführungen notwendig.

5.1.1 Schnittgrößen

Durch die in den vorgegangenen Kapiteln erläuterte Berechnungsmethodik können sämtliche Schnittgrößen für den Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ getrennt dargestellt werden. Somit ist es möglich, die Veränderungen und Umlagerungen der Schnittgrößen infolge des Kriechens der Holzwerkstoffe abzubilden.

Beispielhaft wird dies in Abbildung 5.1 anhand des Biegemomentes M_y der Seitenwanddiagonalen in Achse ① in Achsbereich ①–③ unter der Lasteinwirkung von LK 418 und LK 1418 gezeigt. Sämtliche Biegemomente M_y erfahren hier, ausgehend vom Zeitpunkt $t = 0$ eine Steigerung. Das Maximalmoment steigert sich dabei von Zeitpunkt $t = 0$ mit 81 kN m um 15 kN m auf 96 kN m zum Zeitpunkt $t = \infty$.

Dieser Fall stellt eine ungünstige Auswirkung der Imperfektionen in Zusammenhang von Drucknormalkraft und Kriechdeformationen dar, denn die Auslenkung der Imperfektion ist hier gleichgerichtet zur Durchbiegung der Diagonale unter Eigengewicht. Sollte die Imperfektion gegengleich ausgebildet sein, was je nach Einbau des Bauteils durchaus gegeben sein kann, kann die Kriechdeformation sogar positive Auswirkungen auf die Biegemomentenbelastung des Bauteils aufweisen. Diese Fälle wurden durch die unterschiedlichen Imperfektionslastfälle und die daraus generierten Lastkombinationsgruppen abgedeckt. Dieser Kriecheinfluss infolge eines Zusatzmomentes betrifft hauptsächlich Druckbauteile mit Imperfektionen wie die Obergurte und Pfosten der Fachwerkträger, Stützen sowie den Wandbauteilen (Diagonalen und Pfosten). Bauteile, welche ausschließlich Zugnormalkraft aufweisen, erfahren hier keine zusätzlichen Biegemomente durch Kriechen. Dies ist im gegenständlichen Bauwerk in den Untergurten der Fachwerkträger sowie allen Stahlzugdiagonalen der Fall. Also eben jene Bauteile, an denen keine Imperfektionen angesetzt wurden.

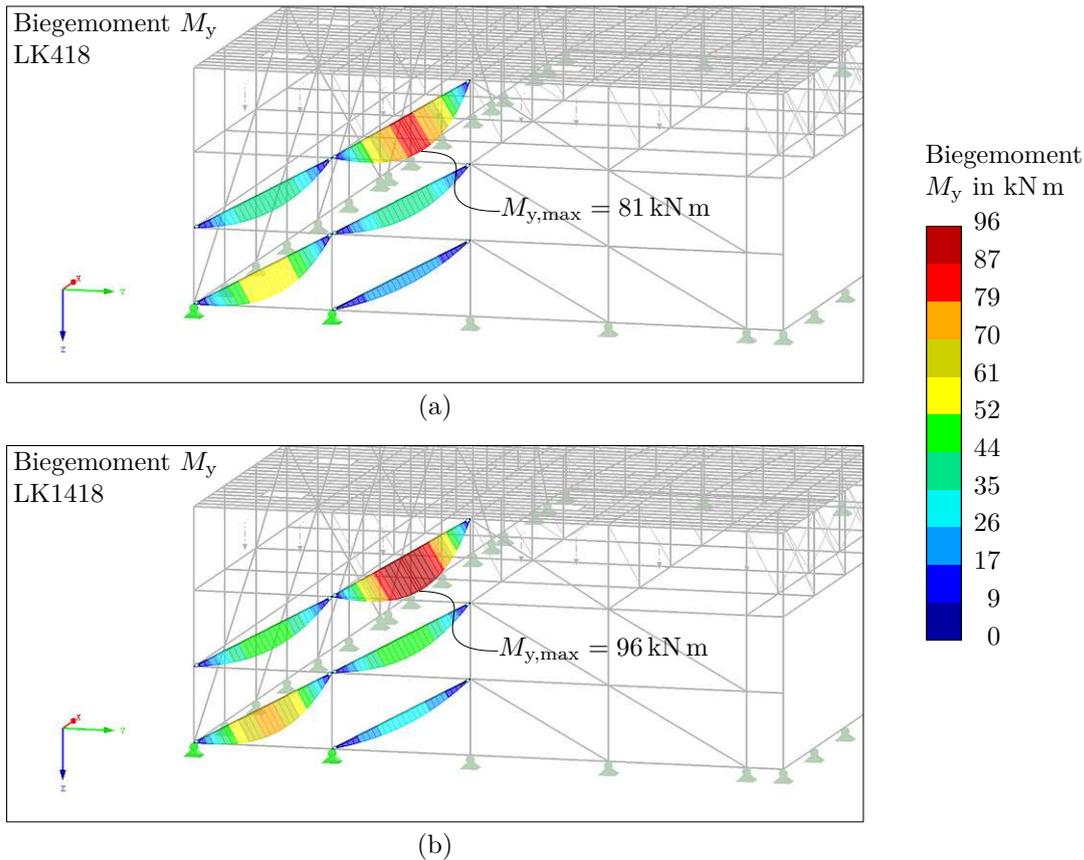


Abb. 5.1: Biegemoment M_y der Seitenwanddiagonalen in Achse ① in Achsbereich ①–③ für (a) LK 418 zum Zeitpunkt $t = 0$ und (b) LK 1418 zum Zeitpunkt $t = \infty$

Zur Einordnung der in den Fachwerkträgern wirkenden Kräfte ist in Abbildung 5.2 der umhüllende Schnittkraftverlauf der Normalkraft N sämtlicher ULS-Lastkombinationen des Untergurtes in Achse ② dargestellt, welcher durch die Ergebniskombination EK 18 berechnet wurde. Ergebniskombinationen können verwendet werden, um Maximalwerte von Verformungen oder Schnittgrößen aus unterschiedlichen Lastkombinationen herauszulesen und eine Umhüllende dieser Größen zu generieren. Die maximal einwirkende Normalkraft ergibt sich zu 10 195 kN und tritt in Lastkombination LK 30 unter Schnee (leitend) mit Wind von Süd und ΔT_{\min} auf.

5.1.2 Verformungen

Durch die in den vorgegangenen Kapiteln erläuterte Berechnungsmethodik können sämtliche Verformungen für den Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ getrennt dargestellt werden. Der Kriecheinfluss der Holzwerkstoffe auf die Bauteile und die einhergehenden Verformungen etc. können somit einfach ermittelt und dargestellt werden.

Beispielhaft wird dies anhand der globalen Vertikalverformungen u_z des Untergurtes in Achse ⑤ unter den charakteristischen Belastungen aus LK 112 zum Zeitpunkt $t = 0$ und LK 1112 zum Zeitpunkt $t = \infty$ in Abbildung 5.3 gezeigt. So beträgt die minimale Anfangsverformung in Form einer Überhöhung $u_{z,\min}$ in negativer globaler Z-Richtung etwa -15 mm . Zum Zeitpunkt $t = \infty$ geht diese Anfangsüberhöhung in eine vertikalen Durchbiegung $u_{z,\max}$ in positiver globaler Z-Richtung mit 122 mm über. Der Kriecheinfluss lässt sich hier also anhand einer zusätzlichen

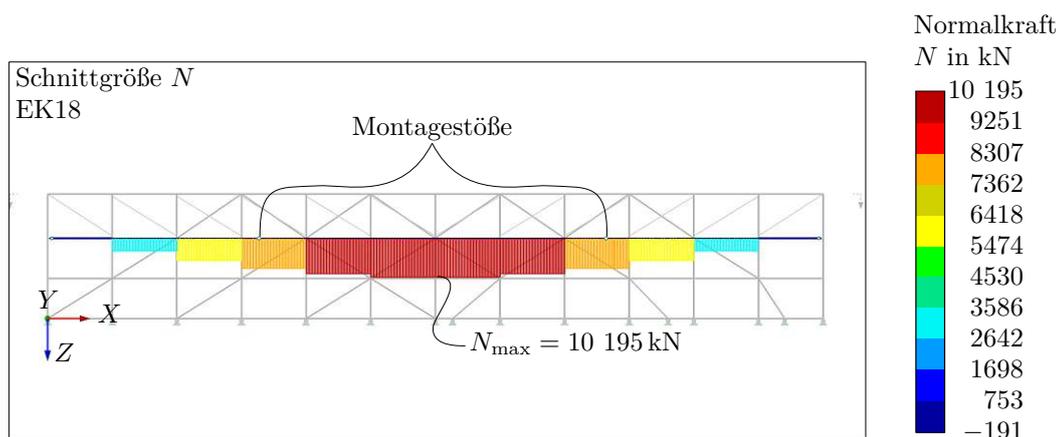


Abb. 5.2: Umhüllender Normalkraftverlauf N des Untergurtes in Achse \textcircled{B} für sämtliche ULS-Lastkombinationen, berechnet in Ergebniskombination EK 18

Vertikalverformung des Untergurtes von etwa 14 cm beziffern. Bei den anderen Lastkombinationen zeigt sich eine ähnliche Größenordnung des Kriecheinflusses.

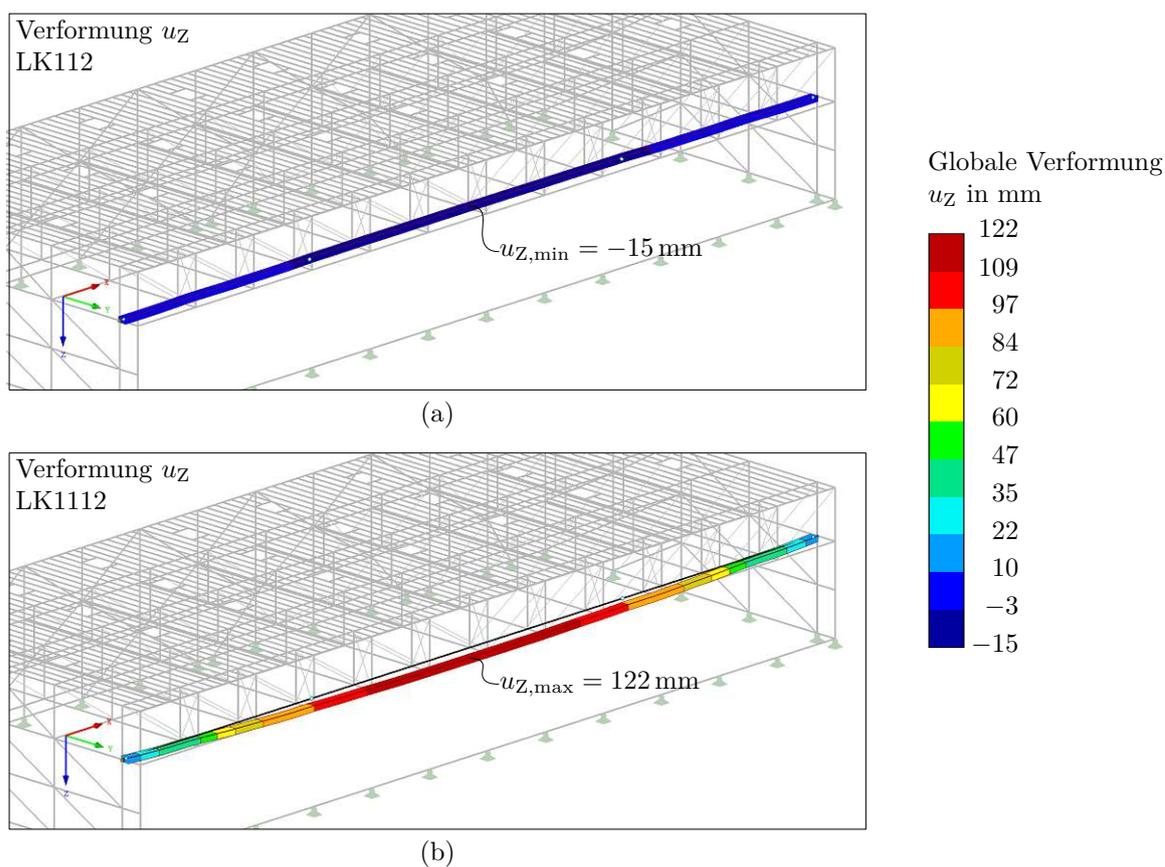


Abb. 5.3: Globale Vertikalverformung u_z des Untergurtes in Achse \textcircled{E} für (a) LK112 zum Zeitpunkt $t = 0$ und (b) LK1112 zum Zeitpunkt $t = \infty$ (Dargestellt mit Verformungsfaktor 10)

5.2 ULS-Nachweise

Zunächst werden in diesem Kapitel die Ergebnisse der Tragfähigkeits- bzw. ULS-Nachweise der stabförmigen Holzbauteile erläutert. Diese wurden mit Softwareunterstützung durchgeführt. Anschließend werden die Stahlbauteile in Form von den Stahlzugdiagonalen der Fachwerkträger und die anderen aussteifenden Stahlzugelemente durch Herstellerangaben nachgewiesen. Abschließend erfolgt beispielhaft der Nachweis der OSB-Dachscheibe und deren Verbindungsmittel anhand von lastkombinationsspezifischen Ergebnisplots sowie den in den Liniengelenken wirkenden Kräften aus dem *erweiterten Basismodell*.

5.2.1 ULS-Nachweise der stabförmigen Holzbauteile mit RF-/Holz Pro

Die ULS-Nachweise werden für die stabförmigen Holzbauteile mit dem Zusatzmodul RF-/HOLZ Pro der FE-Software RFEM 5 (Version 5.30.01) der Firma DLUBAL Software GmbH [21] getrennt für die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ durchgeführt. Dadurch, dass die Systemberechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt wurde, ist es nicht notwendig, Knicklängen für den Nachweis gegen Biegeknicken zu definieren. Biegedrillknicken kann bei allen Bauteilen konstruktiv verhindert werden. So werden etwa die Flachdachträger durchgehend an der Oberkante durch die OSB-Platte gehalten und die horizontalen Pfosten zur Aufnahme der Horizontallasten der Wandbauteile können ebenfalls annähernd durchgehend mit den Wandbauteilen verbunden werden.

Die Modifikationsbeiwerte k_{mod} wurden automatisch von der FE-Software anhand der jeweiligen Lastkombinationen unter Berücksichtigung der Nutzungsklasse 2 für die Nachweisführung ausgewählt. Der Höhenbeiwert k_h sowie der Systembeiwert k_{sys} , beide abhängig von der Lamellenanordnung, wurden in der Nachweisführung der massiven Brettschichtholzquerschnitte in dieser Phase nicht berücksichtigt. In weiteren Detaillierungsschritten mit genauer Kenntnis der Verbindungsmittel und Anordnung der Brettschichtholzlamellen und Orientierung der Querschnitte ist es äußerst empfehlenswert, diese Beiwerte zu berücksichtigen und somit eine wirtschaftlichere Konstruktion zu entwickeln.

Grundsätzlich ist anzumerken, dass die Wandbauteile der Seitenwände und der Rückwand, bestehend aus Stützen, Diagonalen und horizontalen Pfosten keine limitierenden Faktoren für die Realisierbarkeit einer solchen Konstruktion sind. Auch die Ausbildung der Dachscheibe als Rippenplatte, bestehend aus OSB-Platten und Brettschichtholzträgern ist grundsätzlich auf größere Bauwerke übertragbar. Die Schlüsselbauteile stellen im vorliegenden Bauwerk die Fachwerkträger und insbesondere deren Gurtbauteile dar.

Zunächst werden die ULS-Nachweise der Fachwerkträger in Achse \textcircled{B} – \textcircled{F} betrachtet. In Abbildung 5.4a-b finden sich die Ausnutzungsgrade der Untergurte zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$. Die maximale Ausnutzung liegt beim Zeitpunkt $t = 0$ bei 0,90 und betrifft mehrere Bereiche. Zum Zeitpunkt $t = \infty$ erweitern sich diese Bereiche und die maximale Ausnutzung liegt bei 0,91, aber an anderer Stelle. Kriecheinflüsse sind also hier erkennbar. Dies zeigt auch der Vergleich der Ausnutzungsgradverläufe beider Zeitpunkte. Der Tragfähigkeitsnachweis der Untergurte ist somit erfüllt und enthält Reserven für die Nettoquerschnittsbemessung im Verbindungsmittelbereich der Stahlblech-Holz-Laschenverbindung mit schräg angeordneten Vollgewindeschrauben.

In Abbildung 5.4c-e sind die Ausnutzungsgrade der Obergurte zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ ersichtlich. Die deutlich geringere maximale Ausnutzung mit 0,76 zum Zeitpunkt $t = 0$ gemäß Abbildung 5.4c im Vergleich zur Ausnutzung der Untergurte ist durch die unterschiedlichen Festigkeiten begründet. So ist innerhalb einer Brettschichtholzgüte die Druckfestigkeit parallel zur Faser $f_{c,0,k}$ stets höher als die Zugfestigkeit parallel zur Faser $f_{t,0,k}$. Ein positiver Kriecheinfluss ist anhand der Abnahme der maximalen Ausnutzung erkennbar.

In Abbildung 5.4e-f sind die Ausnutzungsgrade der vertikalen Fachwerkpfosten zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ dargestellt. Hier ist der Kriecheinfluss wiederum deutlich erkennbar. Die Fachwerkpfosten erfahren lediglich Drucknormalkräfte und die maximale Ausnutzung steigert sich vom Zeitpunkt $t = 0$ von 0,55 zum Zeitpunkt $t = \infty$ auf 0,61.

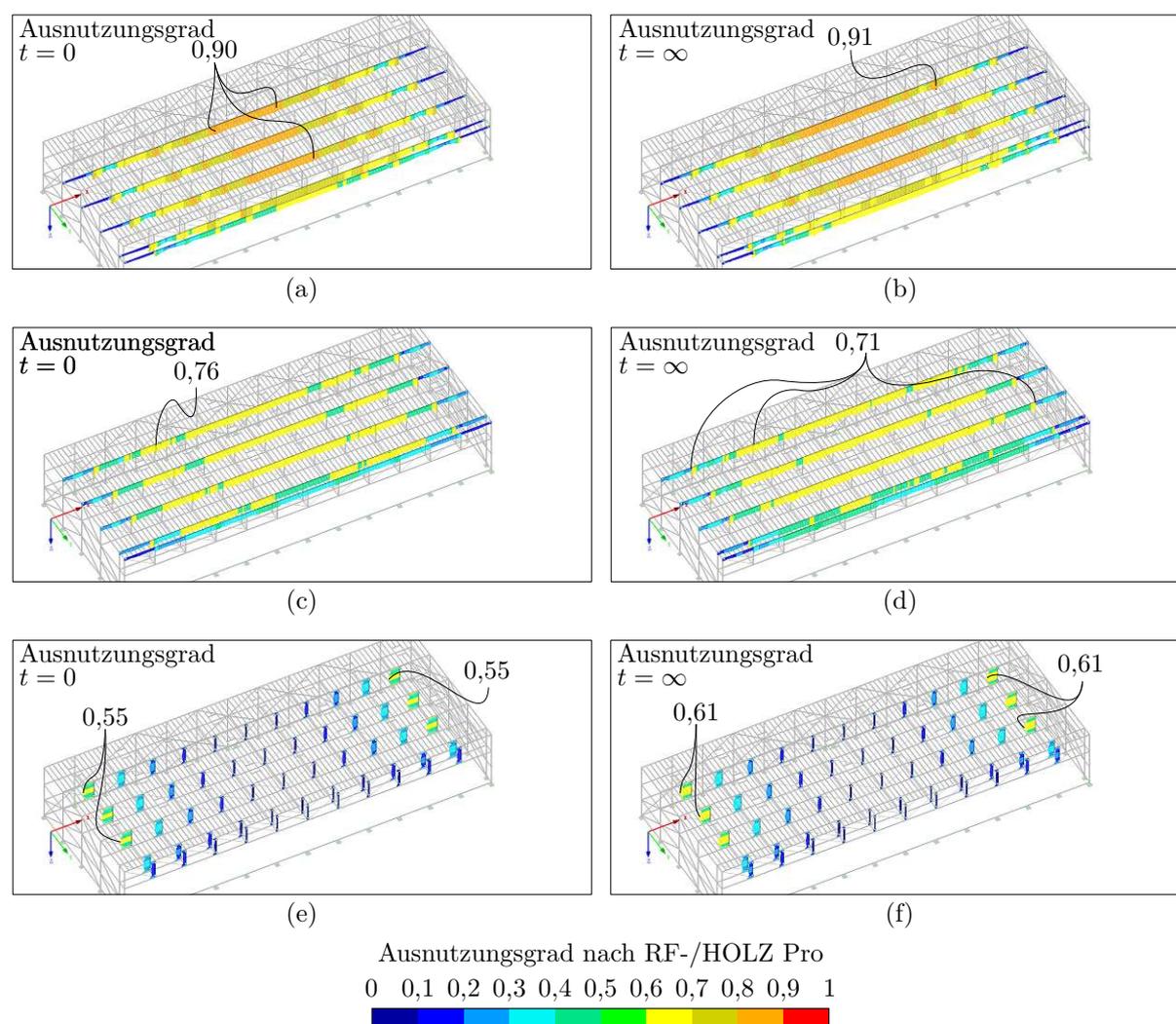


Abb. 5.4: Ausnutzungsgrade der Nachweise nach RF-/HOLZ Pro für die Primärkonstruktion des Flachdaches: (a) Untergurte $t = 0$, (b) Untergurte $t = \infty$, (c) Obergurte $t = 0$, (d) Obergurte $t = \infty$, (e) Pfosten $t = 0$, (f) Pfosten $t = \infty$

Als nächsten Schritt werden die ULS-Nachweise für die Bauteile der Seitenwände betrachtet. In Abbildung 5.5a-b finden sich die Ausnutzungsgrade der Stützen zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$. Die Nachweise werden zu beiden Zeitpunkten erfüllt, und ein Kriech Einfluss ist auch hier wiederum erkennbar.

Ebenso sind die ULS-Nachweise der horizontalen Pfosten zu beiden Zeitpunkten eingehalten, wie Abbildung 5.5c-d zeigt.

Ein deutlicher Kriech Einfluss ist bei den Diagonalen im Vergleich von Abbildung 5.5e und Abbildung 5.5f erkennbar. So steigt die maximale Ausnutzung einer Wanddiagonale vom Zeitpunkt $t = 0$ von 0,79 bis zum Zeitpunkt $t = \infty$ auf 0,94.

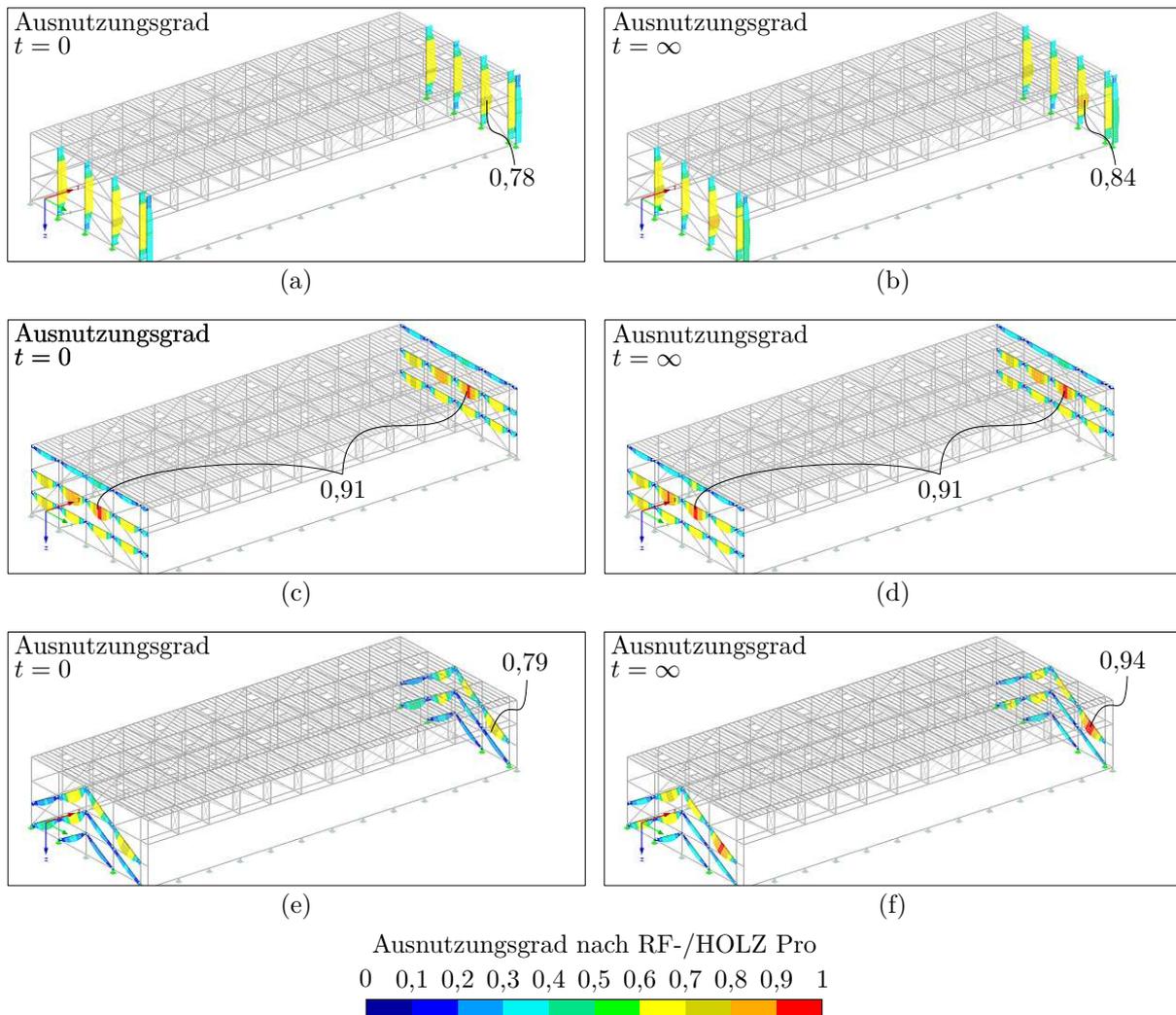


Abb. 5.5: Ausnutzungsgrade der Nachweise nach RF-/HOLZ Pro für die Seitenwandbauteile: (a) Stützen $t = 0$, (b) Stützen $t = \infty$, (c) Pfosten $t = 0$, (d) Pfosten $t = \infty$, (e) Diagonalen $t = 0$, (f) Diagonalen $t = \infty$

Nachfolgend werden die ULS-Nachweise für die Bauteile der Rückwand betrachtet. In Abbildung 5.6a-b finden sich die Ausnutzungsgrade der Stützen zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$. Die Nachweise werden zu beiden Zeitpunkten erfüllt, und ein Kriecheinfluss ist auch hier wie bei den Seitenwandstützen erkennbar.

Die ULS-Nachweise der horizontalen Pfosten zu beiden Zeitpunkten sind ebenso eingehalten wie in Abbildung 5.6c-d zeigt.

Ein Kriecheinfluss ist wiederum bei den Diagonalen im Vergleich von Abbildung 5.5e und Abbildung 5.5f erkennbar. So steigt die maximale Ausnutzung der Diagonalen vom Zeitpunkt $t = 0$ von 0,73 bis zum Zeitpunkt $t = \infty$ auf 0,90.

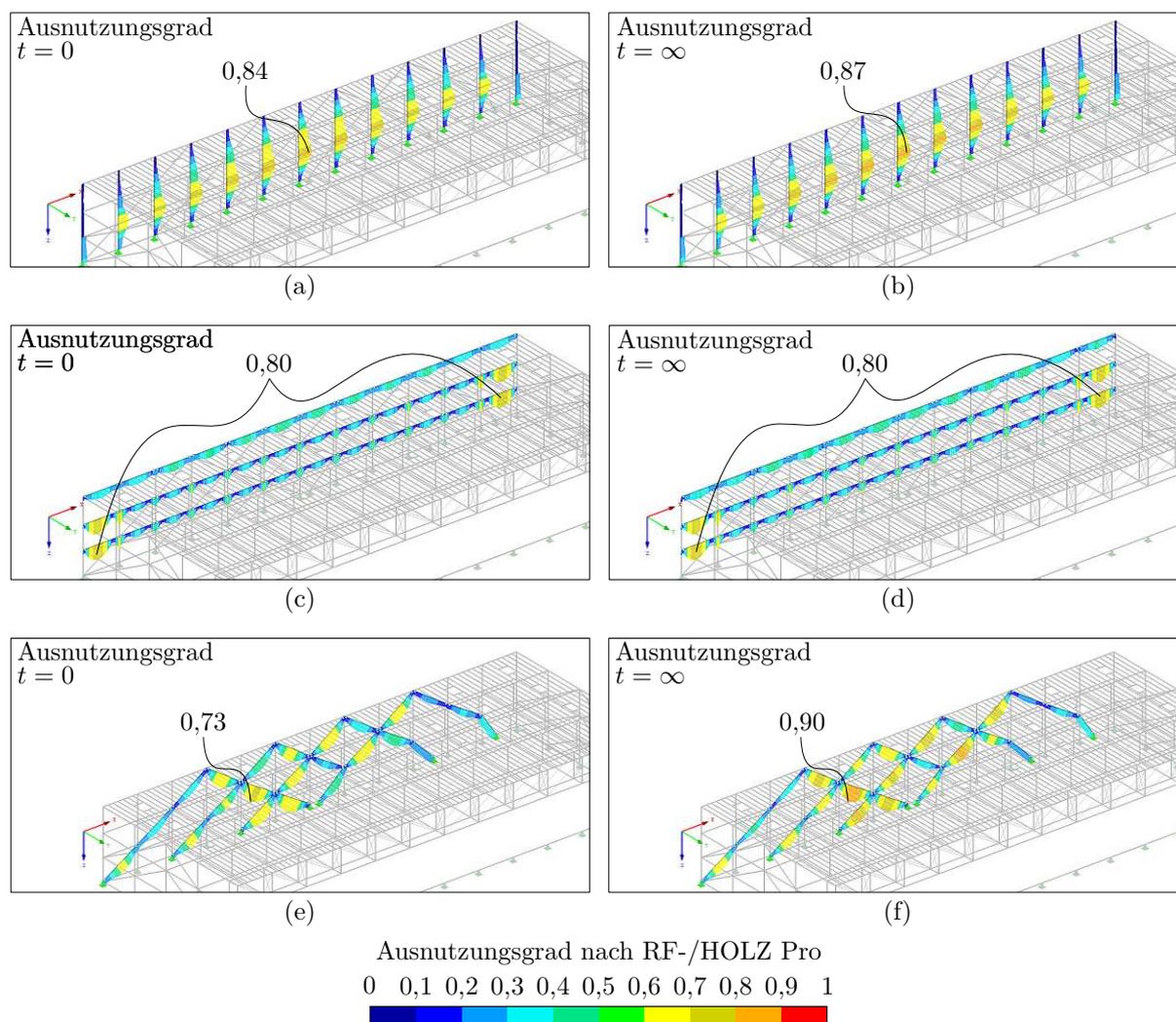


Abb. 5.6: Ausnutzungsgrade der Nachweise nach RF-/HOLZ Pro für die Rückwandbauteile: (a) Stützen $t = 0$, (b) Stützen $t = \infty$, (c) Pfosten $t = 0$, (d) Pfosten $t = \infty$, (e) Diagonalen $t = 0$, (f) Diagonalen $t = \infty$

Abschließend werden die ULS-Nachweise der Sekundärkonstruktion des Flachdaches, bestehend aus Flachdachträger und den Pfosten quer zu den Untergurten gezeigt. Die Nachweise dieser Pfosten wird stets eingehalten, wie in Abbildung 5.7a-b ersichtlich. Auch die ULS-Nachweise der Flachdachträger sind stets eingehalten, wobei der Vergleich von Abbildung 5.7c und Abbildung 5.7d einen Kriecheinfluss erkennbar macht.

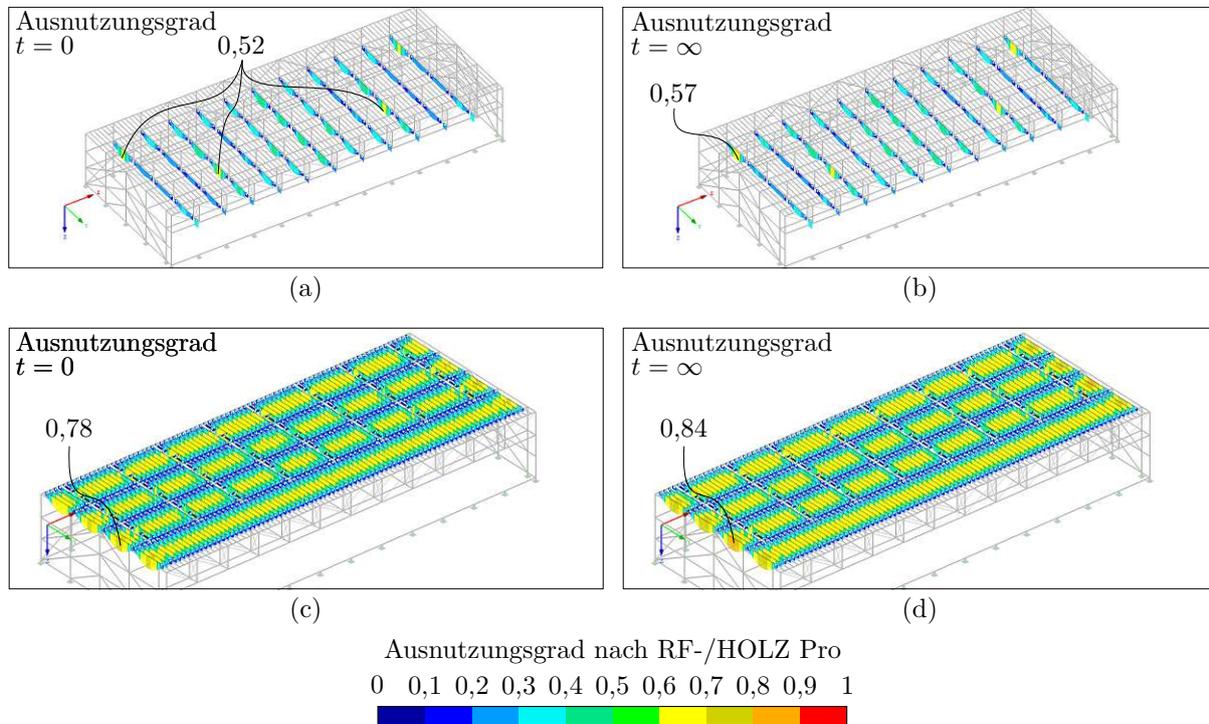


Abb. 5.7: Ausnutzungsgrade der Nachweise nach RF-/HOLZ Pro für die Sekundärkonstruktion des Flachdaches: (a) Pfosten quer zu Untergurt $t = 0$, (b) Pfosten quer zu Untergurt $t = \infty$, (c) Flachdachträger $t = 0$, (d) Flachdachträger $t = \infty$

5.2.2 ULS-Nachweise der Stahlzugstangen

Für die ULS-Nachweise der Stahlzugstangen kann die Ergebniskombination EK 18 herangezogen werden. Diese stellt eine Umhüllende der Maximalwerte sämtlicher Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ dar. Grundsätzlich ist davon abzuraten, Ergebniskombinationen für ULS-Nachweise zu verwenden, da bei einigen Nachweisformaten Schnittgrößeninteraktionen verwendet werden und somit Schnittgrößen in den Nachweis eingehen, welche nicht zwingend zum gleichen Zeitpunkt, also nicht in der gleichen Lastkombination auftreten. Dadurch, dass sämtliche Stahlstäbe im Modell lediglich Zugnormalkräfte aufnehmen können, sind hier die Maximalwerte der Normalkraft N von Interesse. Diese werden mit der Ergebniskombination EK 18 ermittelt und können anhand von Herstellerangaben von Stahlzugsystemen einfach nachgewiesen werden. Dies wird nachfolgend anhand der Ergebnisse in Abbildung 5.8 gezeigt.

Für die Stahlzugstangen, welche als Aussteifung zwischen den Fachwerkträgern in Achse ②–④ dienen, ergibt sich gemäß Abbildung 5.8a eine maximale Zugnormalkraft von 265 kN. Im Modell wurde ein Stahlstab mit Durchmesser 30 mm berücksichtigt. Gemäß der ETA [23] des HALFEN Zugstabsystems DETAN-S mit einer Systemgröße M30 und einer Stahlgüte S470 kann

eine Zugstabtragfähigkeit des Zugstabsystems $F_{t,Rd}$ von 282,5 kN erreicht werden, womit der Nachweis eingehalten werden kann.

Für die Auskreuzung zwischen den Fachwerkträgern im Torbereich in Achse ⑤ und ⑥ ergibt sich gemäß Abbildung 5.8b eine maximale Zugnormalkraft von 122 kN. Im Modell wurde hier auch ein Stahlstab mit Durchmesser 30 mm berücksichtigt. Mit der Systemgröße M30 und einer Stahlgüte S470 ist der ULS-Nachweis auf jeden Fall eingehalten. Alternativ kann auch eine geringere Stahlgüte verwendet werden. Eine Querschnittsabminderung ist nicht empfehlenswert, da ansonsten die Steifigkeit der Auskreuzung reduziert wird und höhere Relativverformungen der beiden Fachwerkträger zu erwarten sind.

Die ULS-Nachweise der Stahlzugdiagonalen, getrennt für die Fachwerkträger von Achse ③–④ und jene in Achse ⑤ und ⑥, werden tabellarisch anhand der feldweise maximalen Zugnormalkraft N gemäß Abbildung 5.8c-d abgehandelt. In Abbildung 5.8c sind dabei nur die Zugnormalkräfte N der Stahlzugdiagonalen des Fachwerkträgers in Achse ③ ersichtlich, weil diese zu den anderen beiden Fachwerkträgern vergleichsweise geringfügig größer und somit maßgebend sind. Selbiges gilt für die alleinige Darstellung des Torwandträgers in Achse ⑤ in Abbildung 5.8d. In Tabelle 5.1 finden sich die feldweisen ULS-Nachweise mit zugehörigen Querschnitten der Fachwerkträger in Achse ③, ④ und ⑤, welche alle erfüllt werden. Gleiches gilt für die Fachwerkträger in Achse ⑥ und ⑦ deren ULS-Nachweise in Tabelle 5.2 ersichtlich sind.

Tab. 5.1: ULS-Nachweis der Stahlzugdiagonalen der Fachwerkträger in Achse ③, ④ und ⑤ mit den maximal einwirkenden Normalkräften $N_{Ed,max}$ aus EK 18 gemäß Abbildung 5.8c und Zugstabtragfähigkeiten $F_{t,Rd}$ nach ETA [23]

	1 & 12	2 & 11	Feld 3 & 10	4 & 9	5 & 8	6 & 7
$N_{Ed,max}$ in kN	3935	2916	2449	1726	1086	441
Querschnitt	3xM76 S460	2xM76 S460	2xM76 S460	2xM60 S460	1xM64 S460	1xM42 S460
$F_{t,Rd}$ in kN	5250,6	3500,4	3500,4	2125,8	1204,2	504,4
Nachweis	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Tab. 5.2: ULS-Nachweis der Stahlzugdiagonalen der Fachwerkträger in Achse ⑥ und ⑦ mit den maximal einwirkenden Normalkräften $N_{Ed,max}$ aus EK 18 gemäß Abbildung 5.8d und Zugstabtragfähigkeiten $F_{t,Rd}$ nach ETA [23]

	1 & 12	2 & 11	Feld 3 & 10	4 & 9	5 & 8	6 & 7
$N_{Ed,max}$ in kN	2774	2056	1640	1193	704	294
Querschnitt	2xM76 S460	2xM60 S460	2xM60 S460	1xM64 S460	1xM64 S460	1xM42 S460
$F_{t,Rd}$ in kN	3500,4	2125,8	2125,8	1204,2	1204,2	504,4
Nachweis	✓	✓	✓	✓	✓	✓

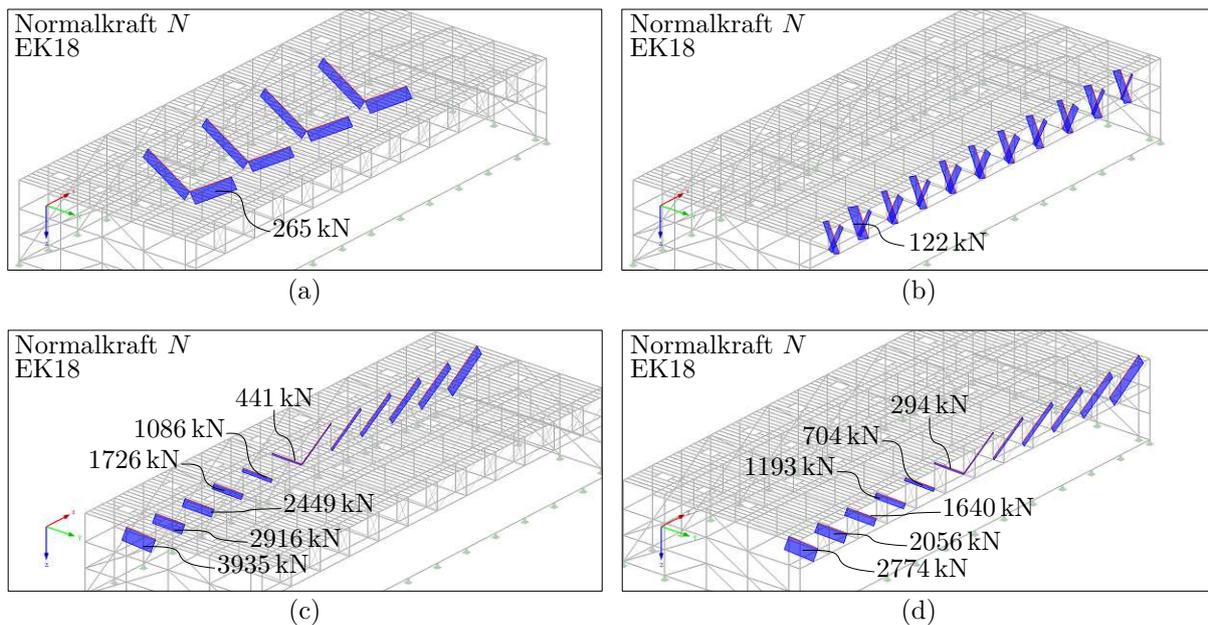


Abb. 5.8: Maximale Zugnormalkräfte N in kN der Stahlzugstangen sämtlicher Lastkombinationen nach EK 18: (a) Diagonalen zwischen Fachwerkträger von Achse (B)–(D), (b) Auskreuzung zwischen den Fachwerkträgern im Torbereich zwischen Achse (E) und (F), (c) Stahlzugdiagonalen des Fachwerkträgers in Achse (B), (d) Stahlzugdiagonalen des Fachwerkträgers in Achse (E)

5.2.3 ULS-Nachweis der OSB-Dachscheibe

Durch die Modellbildung der OSB-Dachscheibe mit orthotropen Flächenelementen und Verbindung dieser mit Liniengelenken an die Flachdachträger und der Obergurte kann der Verlauf der Scheibenschubkräfte n_{xy} sehr gut grafisch dargestellt werden. Für den Nachweis der OSB-Dachscheibe sind die Lastkombinationen mit leitenden Windeinwirkungen maßgebend. Beispielsweise wird der Nachweis der OSB-Dachscheibe anhand der Lastkombinationen LK 16 – LK 19 geführt, deren resultierende Scheibenschubverläufe n_{xy} in Abbildungen 5.9, 5.10, 5.11 und 5.12 als Flächenplot mit zusätzlich eingefügten Schnitten ersichtlich sind.

Nach der Leistungserklärung von den OSB 4 Platten der Firma EGGER [16] kann für Plattenstärken von 30 mm eine Scheibenschubfestigkeit f_v von 8 N/mm^2 angesetzt werden. Damit wird unter Berücksichtigung des Modifikationsfaktors k_{mod} und des Teilsicherheitsbeiwertes γ_M die Schubtragfähigkeit $n_{\text{Rd},xy}$ einer OSB 4-Platte mit einer Stärke $d = 30 \text{ mm}$ je Meter nach EC5-1-1 [46] berechnet zu:

$$n_{\text{Rd},xy} = k_{\text{mod}} \frac{d \cdot 1 \text{ m/m} \cdot f_v}{\gamma_M} = \quad (5.1)$$

$$= 0,8 \cdot \frac{30 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m} \cdot 8 \text{ N/mm}^2}{1,20} = 160 \text{ 000 N/m} = 160 \text{ kN/m}. \quad (5.2)$$

Der Vergleich mit der betragsmäßig größten Einwirkung aus Abbildungen 5.9, 5.10, 5.11 und 5.12 mit $n_{xy, \text{LK19}, \text{max}} = |-65 \text{ kN/m}|$ zeigt, dass der ULS-Nachweis des Scheibenschubes der OSB-Platte erfüllt ist. Aufgrund der hier geringen Ausnutzung ist zu erwarten, dass die Scheibenschubnach-

weise bei den anderen Lastkombinationen und anderen Modifikationsbeiwerten k_{mod} ebenso erfüllt werden.

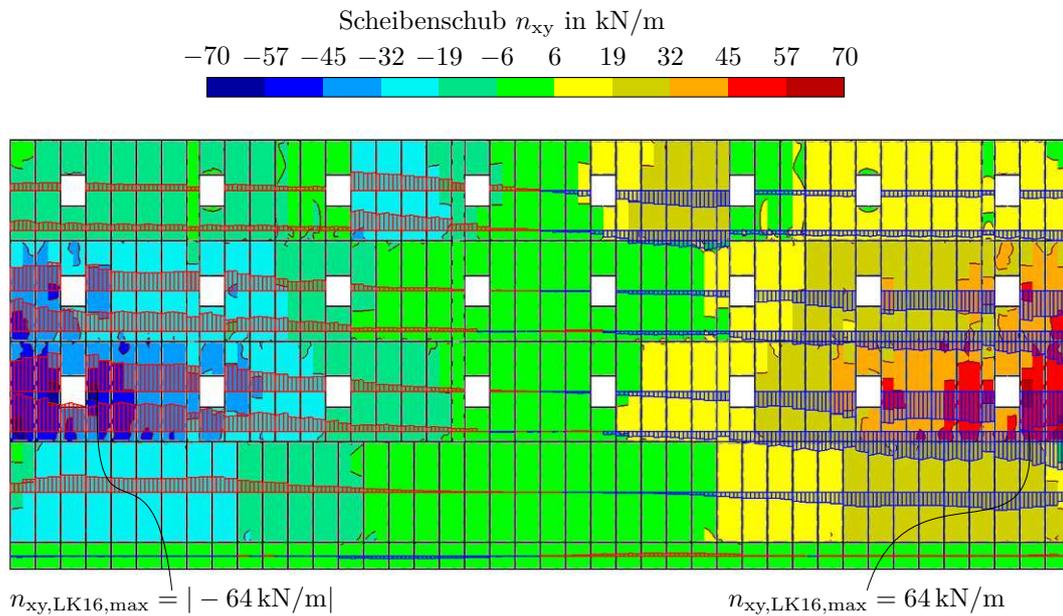


Abb. 5.9: Scheibenschubkräfte n_{xy} in kN/m der OSB-Dachfläche bei Lastkombination LK 16 ULS Schnee und Wind von Nord (leitend)

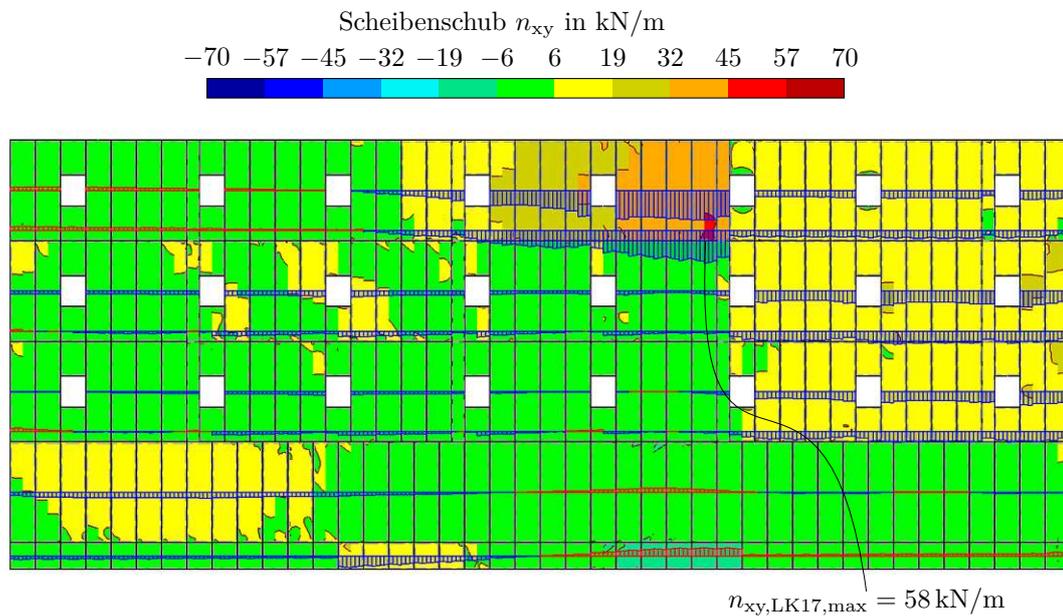


Abb. 5.10: Scheibenschubkräfte n_{xy} in kN/m der OSB-Dachfläche bei Lastkombination LK 17 ULS Schnee und Wind von Ost (leitend)

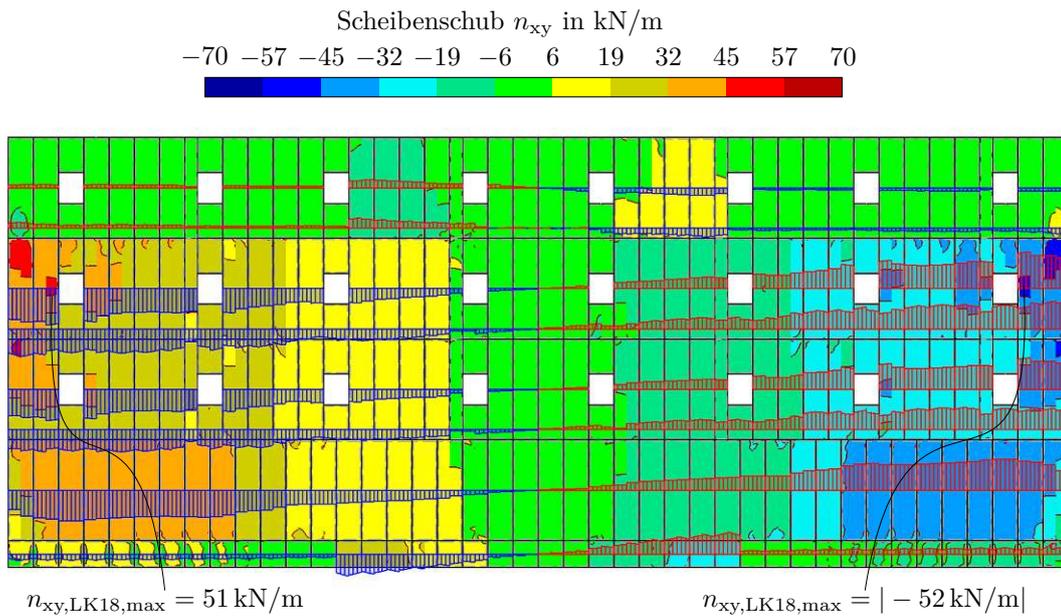


Abb. 5.11: Scheibenschubkräfte n_{xy} in kN/m der OSB-Dachfläche bei Lastkombination LK 18 ULS Schnee und Wind von Süd (leitend)

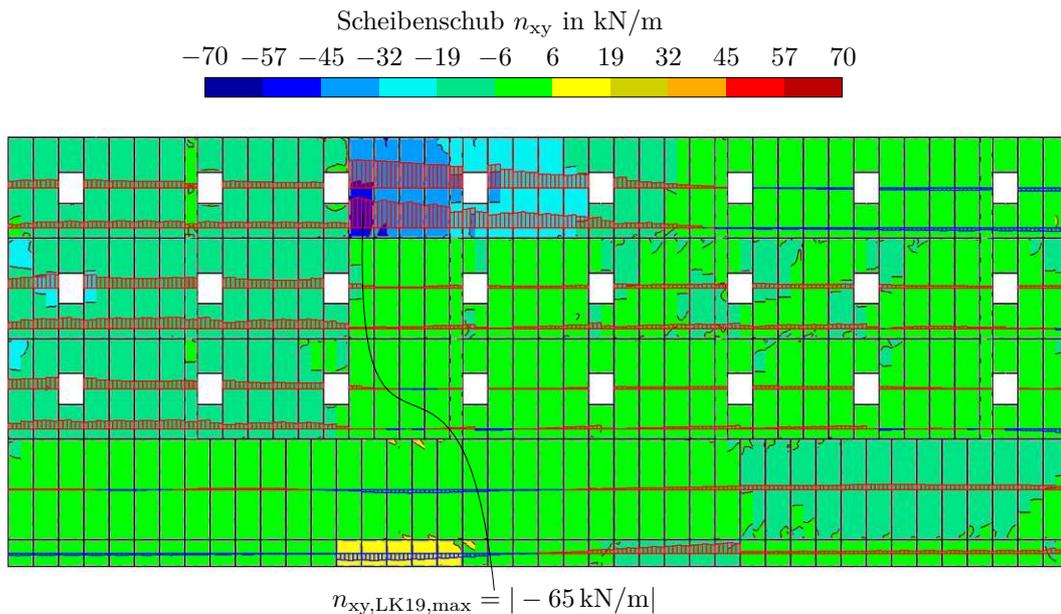


Abb. 5.12: Scheibenschubkräfte n_{xy} in kN/m der OSB-Dachfläche bei Lastkombination LK 19 ULS Schnee und Wind von West (leitend)

Der Nachweis der Biegespannungen bei Plattenbeanspruchung in der OSB-Dachfläche wird anhand des technischen Merkblattes der Firma EGGGER [64] im Sinne einer Vorbemessung durchgeführt. Für EGGGER OSB 4 TOP Platten wird hier bei einem Trägerabstand von 1,25 m, einer Dachneigung von 0° , einer Schneelast $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$ und einer Dachaufbaulast $g_k = 1,25 \text{ kN/m}^2$ unter Einfeldwirkung in Hauptrichtung der OSB-Platte eine erforderliche Plattendicke d von 30 mm angegeben. Bei Zweifeldwirkung wäre sogar eine Plattendicke d von 25 mm ausreichend. Im vorliegenden Fall spannt die OSB-Platte aber in die schwächere Nebenrichtung über zwei Felder ($\ell = 122,5 \text{ cm}$). Dadurch, dass die Schneelast und die Dachaufbaulast deutlich geringer sind

als in den Bemessungsunterlagen, ist davon auszugehen, dass bei einer detaillierten Modellbildung und einem genauen Nachweis auf Spannungsebene dieser beim vorliegenden Tragwerk erfüllt wird.

Zum Abschluss werden beispielhaft noch die in den Verbindungsmittel (Nägeln und Klammern) wirkenden Kräfte analysiert. Durch die Modellbildung des Anschlusses mittels Liniengelenken können die wirkenden Kräfte einfach visualisiert werden. Beispielhaft wird dies anhand der Lastkombination LK 16 ULS Schnee und Wind von Nord (leitend) durchgeführt. Diese Lastkombination zählt, wie eingangs schon erwähnt, zu den Maßgebenden für den Nachweis der OSB-Dachscheibe.

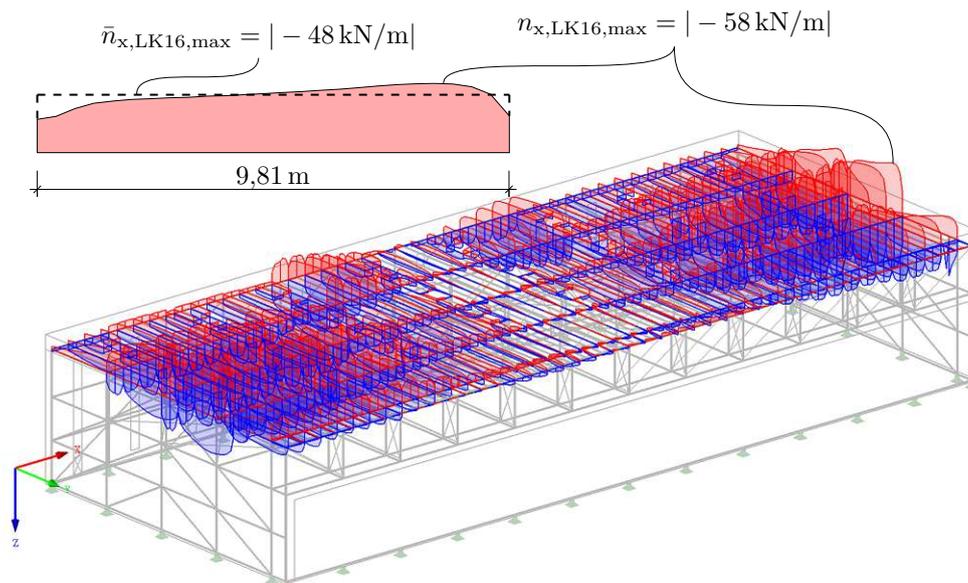


Abb. 5.13: Liniengelenkkräfte n_x in kN/m der Verbindungsmittel bei Lastkombination LK 16 ULS Schnee und Wind von Nord (leitend)

In Abbildung 5.13 sind die Liniengelenkkräfte n_x der OSB-Dachfläche bei Lastkombination LK 16 ULS Schnee und Wind von Nord (leitend) ersichtlich. Anhand der Ausprägung der Verläufe können die hochbelasteten Zonen gut erkannt werden, welche hier wie zu erwarten im Mittelbereich der Seitenwände auftreten. Auch ist zu erkennen, dass die bereichsweise Anordnung verschiedener Steifigkeiten der Verbindungsmittel ihre Aufgabe erfüllt. So sind in den schubweicheren Eckzonen die wirkenden Kräfte deutlich geringer.

In der vorliegenden Lastkombination ergibt sich die betragsmäßig maximal einwirkende Kraft n_x zu -58 kN/m . Ein Nachteil bei einer Modellbildung mit Liniengelenken besteht in der fehlenden Möglichkeit, Plastizität der Verbindungsmittel zu berücksichtigen. Im vorliegenden Fall wird sich aufgrund der real ausgeprägten Plastizität von Nagelverbindungen der mit einer linear-elastischen Berechnung ermittelte Spitzenwert vermutlich nicht so wie in Abbildung 5.13 dargestellt einstellen. Es ist vielmehr mit plastischen Umlagerungen zu rechnen. Im vorliegenden Fall wird daher der Verlauf der Verbindungsmittelkraft n_x über die Plattenlänge mit 9,81 m gemittelt und ergibt sich zu -48 kN/m . Dies soll das plastische Umlagerungsvermögen annähernd beschreiben. Diese gemittelte Einwirkung liegt knapp über dem Widerstand der in diesem Bereich vorgeschlagenen Vernagelung mit $47,4 \text{ kN/m}$ (gemäß Abbildung D.1 in Anhang D). Daher wäre es notwendig, auf Basis dieser linear-elastischen Berechnung die Verbindungsmittelanzahl in diesem Bereich geringfügig zu erhöhen. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, in den kritischen Bereichen anstatt den Liniengelenken Linienfreigaben zu modellieren. Linienfreigaben haben in RFEM 5 [21] den

Vorteil, dass plastische Arbeitslinien für Verbindungsmittel berücksichtigt werden können und somit geringere Spitzenwerte generiert werden. Aufgrund der Verbindungsmittelabschätzung kann die Machbarkeit der OSB-Dachscheibe dennoch als positiv bewertet werden.

5.3 SLS-Nachweise

Die im EC5-1-1 [46] angegebenen Beschränkungen der Verformungen verstehen sich als Empfehlungen, von denen durchaus abgewichen werden kann. Die Gebrauchstauglichkeit muss über die gesamte Nutzungsperiode des Bauwerks stets ohne Einschränkung gewährleistet sein. Auch dürfen durch zu große Verformungen keine Schäden am Tragwerk oder an Einbauteilen entstehen. Das Hauptaugenmerk der Tragwerksverformungen liegt bei diesem Hangar in der vertikalen Verformung der Fachwerkträger, insbesondere im Torbereich. Die Tore werden an der Toroberseite über spezielle Führungsschienen im Untergurtbereich angeschlossen und sind in der Lage, Vertikalverformungen u_z von bis zu 30 cm aufzunehmen und dabei weiter funktionsfähig zu sein. Dies entspricht, bezogen auf die Fachwerkträgerlänge ℓ von ca. 103 m, einer maximalen Durchbiegung w_{fin} von etwa $\ell/340$. In den vorgehenden Kapiteln wurde die Erstellung einer Überhöhung der Fachwerkträger durch die Verkürzung der Stahlzugstangen bereits vorgestellt. Auch die Ermittlung der zusätzlichen Verformungen w_{creep} während der Nutzungsdauer des Tragwerks durch Kriechen wurde bereits detailliert dargestellt.

Zunächst wird der kritische Torbereich analysiert. Dazu werden die globalen Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ in Form von Ergebniskombinationen bzw. Umhüllungen der Lastkombinationen betrachtet. Diese sind:

- EK 19 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{min}
- EK 20 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{max}
- EK 21 Umhüllung SLS $t = 0$ ohne ΔT_{min}
- EK 22 Umhüllung SLS $t = \infty$ ohne ΔT_{min}
- EK 23 Umhüllung SLS $t = 0$ ohne ΔT_{max}
- EK 24 Umhüllung SLS $t = \infty$ ohne ΔT_{max}

Dabei wurde berücksichtigt, dass während der gesamten Nutzungsperiode des Tragwerkes nur jeweils ein Temperaturlastfall auftreten kann, entweder ΔT_{min} oder ΔT_{max} , aber nicht beide.

In Abbildung 5.14 finden sich die globalen Vertikalverformungen u_z der Untergurte im Torbereich in Achse ⑤ und ⑥ für EK 19, EK 21 und EK 22. Hier wird der Temperaturlastfall ΔT_{min} nicht berücksichtigt. EK 19 ist dabei wiederum die Umhüllende von EK 21 und EK 22. So ist ersichtlich, dass die anfänglichen vertikalen Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = 0$ von EK 21 (gemäß Abbildung 5.14b) bis zum Zeitpunkt $t = \infty$ von EK 22 (gemäß Abbildung 5.14c) deutlich zunehmen. Umgekehrt nimmt die vertikale Überhöhung ab. Der Kriecheinfluss ist auch hier wiederum deutlich erkennbar. Auch ist erkennbar, dass die globalen Vertikalverformungen u_z des Untergurtes in Achse ⑤ vergleichsweise größer sind als des Untergurtes in Achse ⑥. So lassen sich bei Betrachtung einzelner Lastkombinationen Unterschiede bis zu 3 cm feststellen, welche in den unterschiedlichen Einflussflächen und Belastungen begründet sind. Die Abweichung zueinander stellt für die Toranschlusskonstruktion grundsätzlich kein Problem dar. Die vertikale Auskreuzung der beiden Fachwerkträger mit Stahlzugstangen erfüllt hier also ihren Zweck. Die maximale Verformung in negativer globaler Z-Richtung $u_{z,\text{min}}$ beträgt -159 mm und tritt in

den Lastkombinationen LK 134 und LK 534 Wind von Süd (Abheben) erwartungsgemäß in Feldmitte bei Achse ⑦ auf. Die maximale Verformung in positiver globaler Z-Richtung $u_{z,max}$ (Durchbiegung) ergibt sich zu 152 mm bei den Lastkombinationen LK 1324 und LK 1724 Schnee (leitend) mit Wind von Nord und ΔT_{max} , auch wieder in Feldmitte bei Achse ⑦.

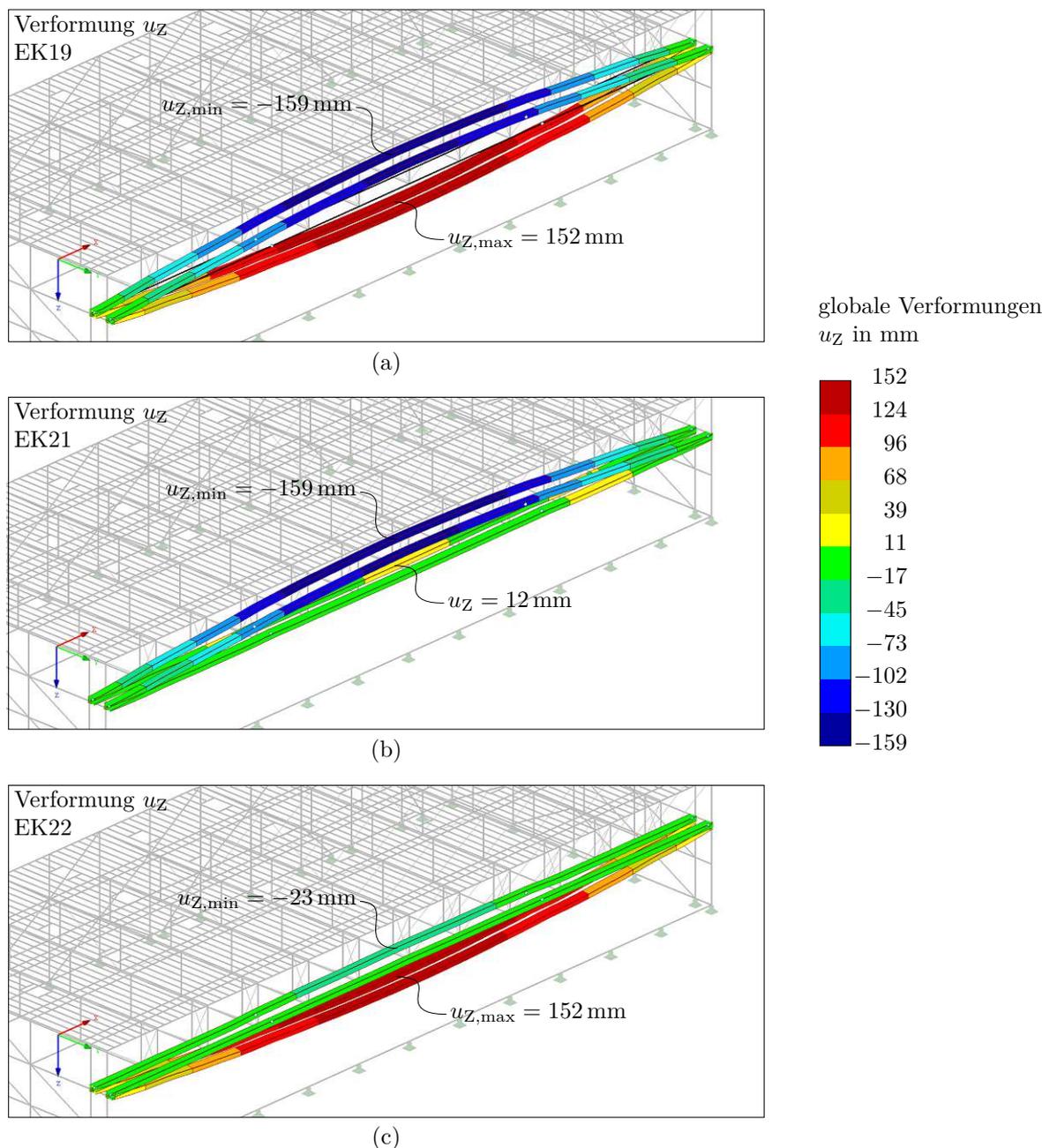


Abb. 5.14: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergrurte in Achse ⑤ und ⑥ für (a) EK 19 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{min} , (b) EK 21 Umhüllung SLS $t = 0$ ohne ΔT_{min} , (c) EK 22 Umhüllung SLS $t = \infty$ ohne ΔT_{min} (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

In Abbildung 5.15 finden sich die globalen Vertikalverformungen u_z der Untergrurte im Torbereich in Achse ⑤ und ⑥ für EK 20, EK 23 und EK 24. Hier wird der Temperaturlastfall ΔT_{max} nicht berücksichtigt. Die Charakteristik ist dabei ähnlich zu vorgehender Betrachtung in Abbildung 5.14, wobei die vertikale Durchbiegung $u_{z,max}$ mit 124 mm (gemäß Abbildung 5.15c) geringer ist als

jene in Abbildung 5.14c mit 152 mm. Die maßgebenden Lastkombinationen sind hier LK 1312 und LK 1712 Schnee (leitend) mit Wind von Nord. Im Unterschied dazu ist die maximale Verformung in negative z-Richtung $u_{z,\min}$ mit -184 mm (gemäß Abbildung 5.15b) höher als jene in Abbildung 5.14b mit -159 mm. Die maßgebenden Lastkombinationen sind hier LK 134 und LK 534 Wind von Süd (leitend) mit ΔT_{\max} .

Aus dem Vergleich der Ergebnisse von EK 19 und EK 20 lässt sich ableiten, dass der Einfluss der Temperatur auf die vertikale Verformung etwa 3 cm in die positive globale Z-Richtung (Durchbiegung) als auch in die negative globale Z-Richtung (Überhöhung) beträgt.

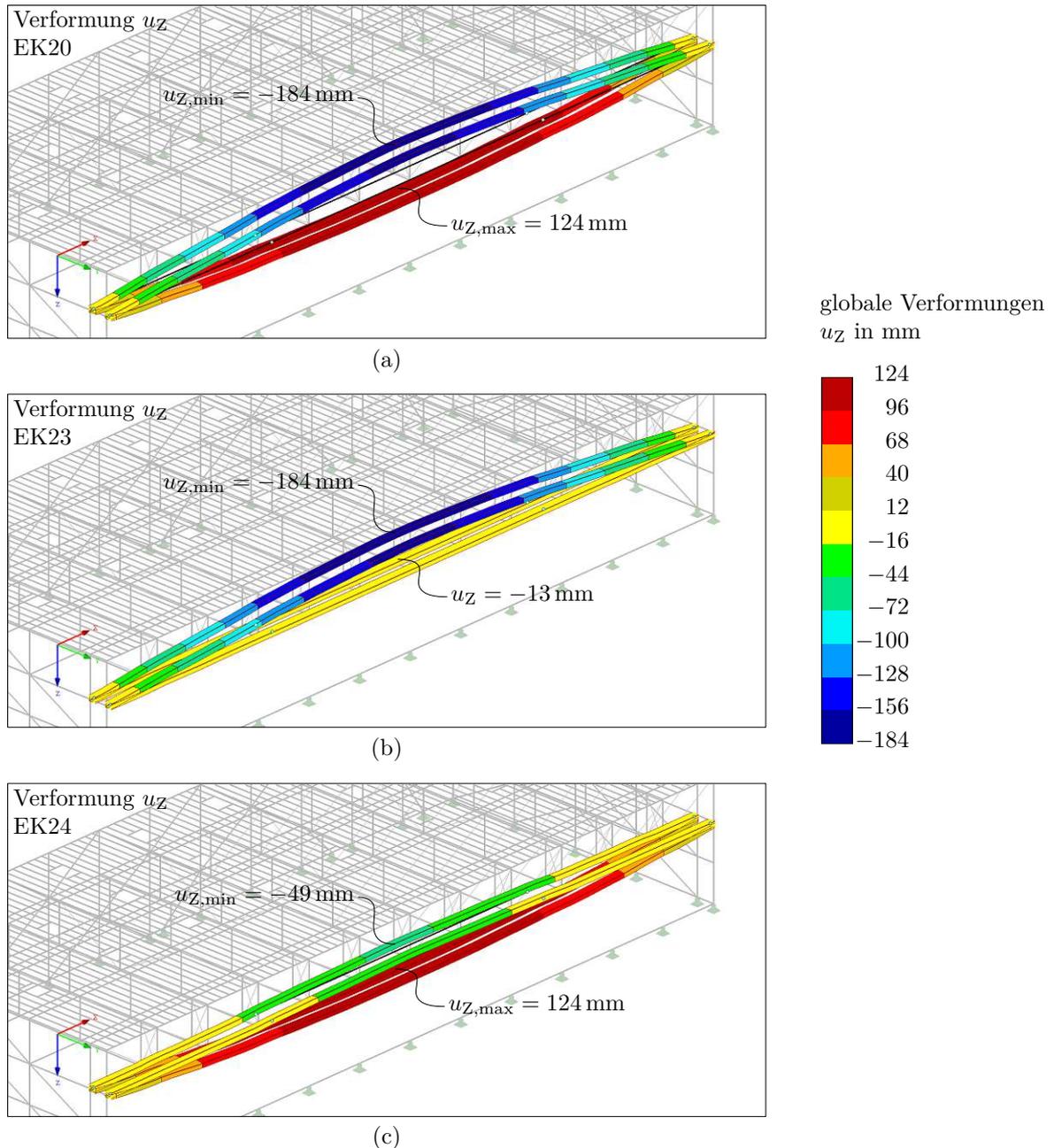


Abb. 5.15: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse \textcircled{E} und \textcircled{F} für (a) EK 20 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\max} , (b) EK 23 Umhüllung SLS $t = 0$ ohne ΔT_{\max} , (c) EK 24 Umhüllung SLS $t = \infty$ ohne ΔT_{\max} (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

Für den tatsächlichen Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Rolltore müssen beide Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ gemeinsam betrachtet werden. Die in Abbildung 5.14 und Abbildung 5.15 gezeigten Ergebnisse stellen die Verformungen der Untergurtstabachsen in globaler Z-Richtung dar. Die Führungskonstruktion der Rolltore befindet sich aber zwischen diesen Untergurten und ist mit diesen verbunden. Daher ist aus den maximalen Vertikalverformungen der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ ein geometrischer Mittelwert zu bilden, welcher als Basis für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis zu sehen ist. Maßgebend ist der Bereich in Feldmitte der Fachwerkträger in Achse ⑦, denn hier treten die größten Verformungen auf. In Abbildung 5.16 sind die maximalen vertikalen Verformungen u_z in Feldmitte der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 19 (Abbildung 5.16a) und EK 20 (Abbildung 5.16b) ersichtlich. Aus EK 19 und EK 20 ergeben sich die Mittelwerte der umhüllenden vertikalen Verformung, gerundet auf ganze Millimeter zu:

$$\Delta w_{E\&F,EK19} = \frac{\Delta u_{z,E,EK19} + \Delta u_{z,F,EK19}}{2} = \frac{311 \text{ mm} + 279 \text{ mm}}{2} = 295 \text{ mm}, \quad (5.3)$$

$$\Delta w_{E\&F,EK20} = \frac{\Delta u_{z,E,EK20} + \Delta u_{z,F,EK20}}{2} = \frac{308 \text{ mm} + 281 \text{ mm}}{2} = 295 \text{ mm}. \quad (5.4)$$

Diese beiden Werte liegen unter der maximal möglichen Differenzverformung von 300 mm. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die Funktion der Rolltore über die gesamte Nutzungsdauer nicht eingeschränkt wird. Die Kompensation der Kriechverformung durch eine erneute Verkürzung der Stahlzugdiagonalen, welche in Abschnitt 4.1.6 beschrieben wird, ist somit nicht notwendig.

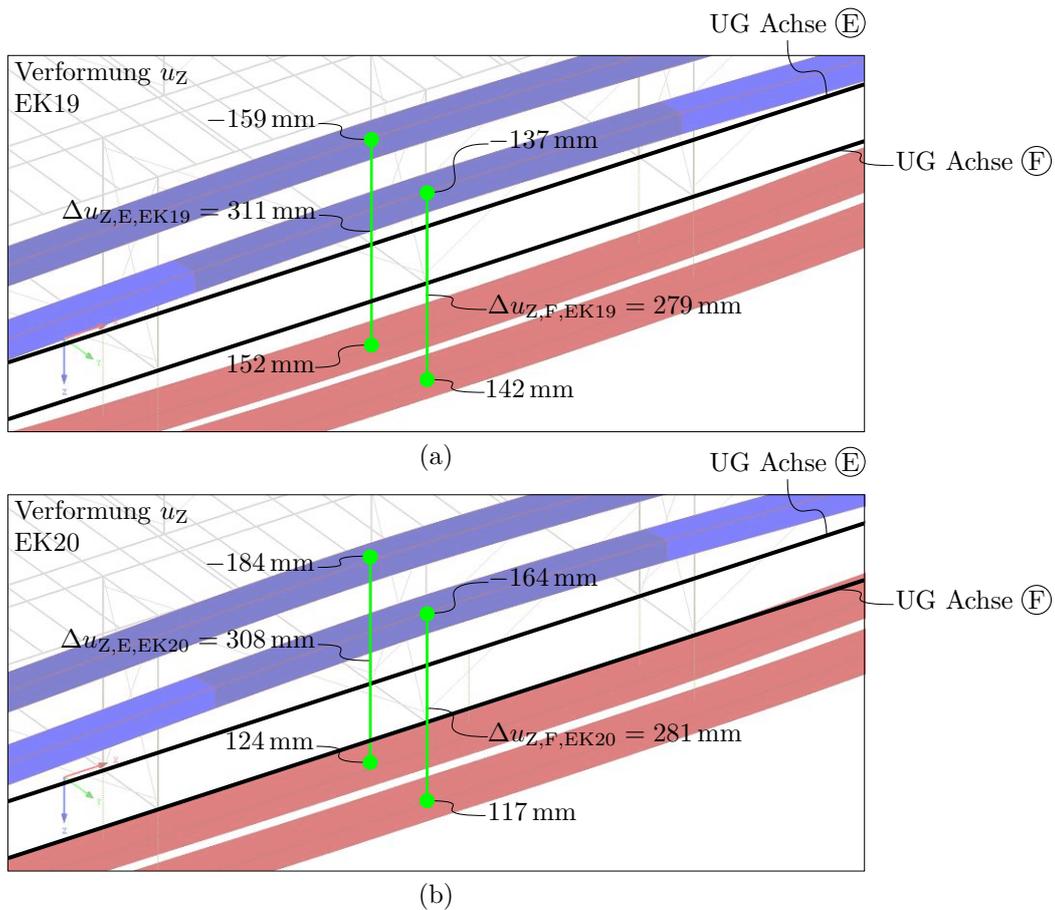


Abb. 5.16: Vertikale Verformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ in Feldmitte für (a) EK 19 und (b) EK 20 (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

Die Umhüllende der vertikalen Verformungen sämtlicher SLS Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ (= Ergebniskombination EK 17 im *erweiterten Basismodell*) der gesamten OSB-Dachfläche ist in Abbildung 5.17 getrennt für die Verformung in negativer Richtung der globalen Z-Achse und für die Verformung in positive Richtung der globalen Z-Achse ersichtlich. Die maximale Überhöhung $u_{z,\min}$ beträgt gemäß Abbildung 5.17a -234 mm und die maximale Durchbiegung $u_{z,\max}$ ergibt sich Abbildung 5.17b zu 285 mm. Dabei ist anzumerken, dass die maximale Überhöhung im Bereich des Obergurtes in Achse ③ auftritt und die maximale Durchbiegung im Feldbereich der Flachdachträger zwischen Achse ③ und ④. Die Beträge sind als absolute Verschiebungsgrößen zu interpretieren. Für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Flachdachträger ist die Relativverformung unter Berücksichtigung der Auflagerverformungen heranzuziehen.

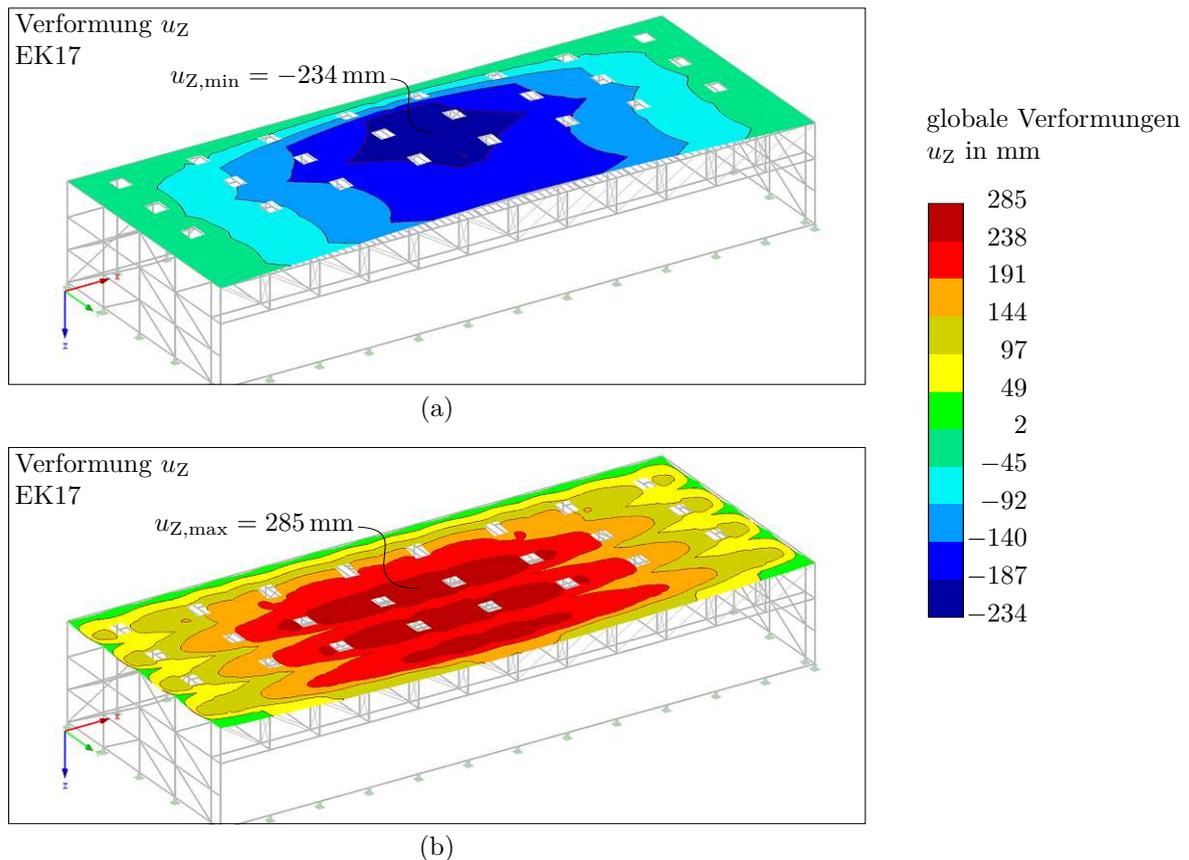


Abb. 5.17: Vertikale Verformungen u_z der gesamten OSB-Dachfläche für Ergebniskombination EK 17 unterteilt dargestellt in (a) in Richtung negativer globaler Z-Achse (Überhöhung) und in (b) in Richtung positiver globaler Z-Achse (Durchbiegung) (Dargestellt mit Verformungsfaktor 10)

Die Entwässerungsplanung und die damit einhergehende Ausbildung der Gefälledämmung ist mit der Verformungscharakteristik der gesamten Dachfläche abzustimmen. Auch die Ausführung einer Unterdruckentwässerung kann hier von Vorteil sein. In Abbildung 5.17 ist erkennbar, dass Relativverformungen der Dachfläche im Bereich Achse ③ zu der Rückwand in Achse ① auftreten. Dieser Bereich muss so ausgeführt werden, dass die Relativverformungen von der Dachscheibe aufgenommen werden können und über die Nutzungsdauer keine Schäden auftreten und die mechanische Wirksamkeit durchgehend gegeben ist. Insbesondere die Auflagersituation der Flachdachträger auf den Obergurt und der Anschluss der OSB-Platten im Bereich des

Obergurtes mit Schubhölzern muss dahingehend optimiert werden. Nach Diskussion mit Dr. Hochreiner ist dieser Bereich sensibel, steht aber einer Realisierbarkeit nicht im Wege.

Die Umhüllende der horizontalen Verformungen sämtlicher SLS Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ (= Ergebniskombination EK 17 im *erweiterten Basismodell*) der gesamten Tragkonstruktion ist in Abbildung 5.18 getrennt für die Verformung u_X in Richtung der globalen X-Achse und für die Verformung u_Y in Richtung der globalen Y-Achse ersichtlich. Die maximale Verformung $u_{X,max}$ beträgt 89 mm und betrifft die Verformung der Pfosten in der ersten Reihe der Seitenwände (siehe Abbildung 5.18a). Die betragsmäßig maximale Verformung $u_{Y,max}$ beträgt -96 mm und betrifft ebenfalls die Verformung der Pfosten, allerdings in der Rückwand (siehe Abbildung 5.18b). Ebenfalls ist in Abbildung 5.18b eine deutliche Differenz der Verformungen in globale Y-Richtung der Untergurte und Obergurte im Torbereich erkennbar. So beträgt die horizontale Verformung des Obergurtes 49 mm und jene des Untergurtes 81 mm. Der Grund liegt hierfür in der vergleichsweise äußerst steifen Ausbildung der Dachfläche durch die OSB-Platten.

Die hier ermittelten und dargestellten charakteristischen Verformungsgrößen stellen im Vergleich zu den großen Abmessungen des Bauwerks kein Problem dar. Der limitierende Faktor für die Realisierbarkeit des Tragwerks ist somit alleine die Vertikalverformung u_Z im Torbereich, welche vorgehend schon nachgewiesen wurde.

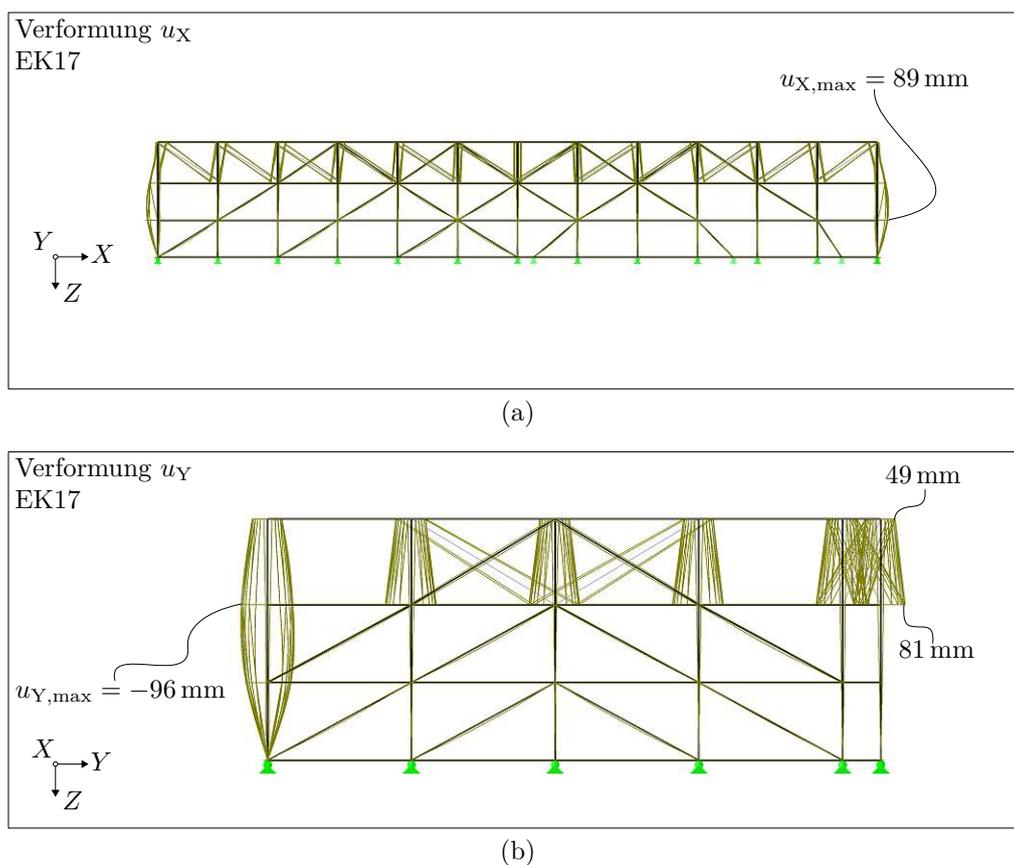


Abb. 5.18: horizontale Verformungen der gesamten Konstruktion für Ergebniskombination EK 17 unterteilt dargestellt in (a) in globaler X-Richtung und (b) in globaler Y-Richtung (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

Kapitel 6

Modellvariationen und deren Einfluss auf die Vertikalverformungen im Torbereich

In diesem Kapitel werden anhand der vertikalen Verformungen im Torbereich, genauer gesagt der Fachwerkträger in Achse (E) und (F), Einflüsse von Berechnungstheorie, Berechnungsparameter, Nachgiebigkeiten und der Fachwerkhöhe ermittelt und dargestellt. Dies erfolgt durch Kopie des *erweiterten Basismodells* und erneute Berechnung an vier separaten Modellen mit folgenden Anpassungen:

1. Berechnung nach Theorie I. Ordnung,
2. Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit Bemessungssteifigkeiten,
3. Deaktivierung sämtlicher Nachgiebigkeiten in den Stabendgelenken,
4. Erhöhung der Fachwerkhöhe um 2 m.

Die Querschnittseigenschaften, die Lastfälle und deren Anordnung sowie die Verkürzung der Stahlzugdiagonalen für die Überhöhung bleiben bei allen angepassten Modellen ident zum *erweiterten Basismodell*. So ist es möglich, den jeweiligen Einfluss der einzelnen Veränderung auf die Verformungscharakteristik im Torbereich darzulegen.

6.1 Berechnung nach Theorie I. Ordnung

In diesem Schritt wurde das *erweiterte Basismodell* kopiert und in den Berechnungsparametern die Berechnung nach Theorie I. Ordnung für alle Lastkombinationen eingestellt. Eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung erfordert keine Definition von Imperfektionen, daher wurden diese Belastungen aus dem FE-Modell vollständig entfernt.

Nun können die Verformungen in die globale Z-Richtung mit denen des *erweiterten Basismodells* verglichen werden. In Abbildung 6.1 ist die Umhüllende der vertikalen Verformungen in globaler Z-Richtung für die gesamten SLS-Lastkombinationen ohne ΔT_{\min} (EK 19) ersichtlich. Beim Vergleich mit Abbildung 5.14a zeigen sich bei den Maximalwerten $u_{Z,\min}$ und $u_{Z,\max}$ nur Unterschiede im einstelligen Millimeter Bereich.

In Abbildung 6.2 ist die Umhüllende der vertikalen Verformungen in globaler Z-Richtung für die gesamten SLS-Lastkombinationen ohne ΔT_{\max} (EK 20) ersichtlich. Auch hier ist wiederum im Vergleich mit Abbildung 5.15a kein großer Unterschied bei den Maximalwerten $u_{Z,\min}$ und $u_{Z,\max}$ zu erkennen.

Ein signifikanter Einfluss der Berechnungstheorie ist nicht zu erkennen. Somit ist im Torbereich die Ermittlung der globalen Vertikalverformung nach Theorie I. Ordnung als gleichwertig anzusehen.

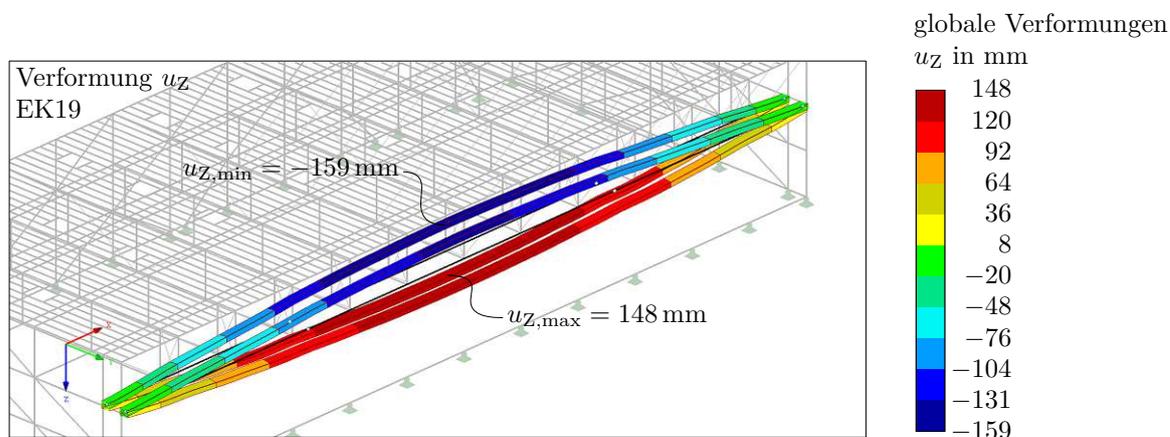


Abb. 6.1: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 19 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\min} bei einer Berechnung des *erweiterten Basismodells* nach Theorie I. Ordnung (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

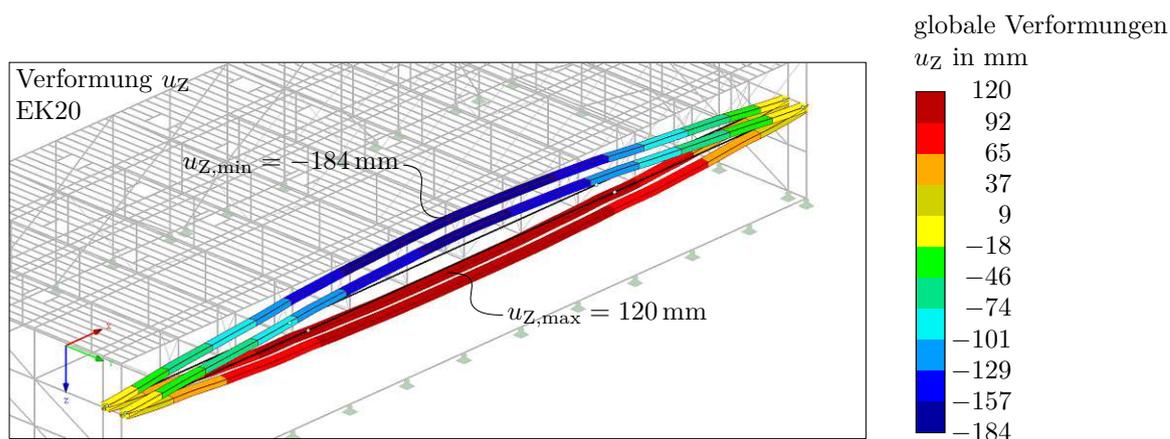


Abb. 6.2: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 20 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\max} bei einer Berechnung des *erweiterten Basismodells* nach Theorie I. Ordnung (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

6.2 Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit Bemessungssteifigkeiten

Wie in Abschnitt 4.1.7 bereits erläutert, sind nach EC5-1-1 [46] bei einer Systemberechnung mit Theorie II. Ordnung die Bemessungswerte der Steifigkeiten (4.48) für die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Dies entspricht bei Brettschichtholz mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_M von 1,25, einer Abminderung der Steifigkeiten um 20 %. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung im EC5-1-1 [46] nicht explizit erwähnt.

Nachfolgend wird der Einfluss einer Verwendung von Bemessungssteifigkeiten auf die Verformungsberechnung dargelegt. Da im EC5-1-1 [46] kein Unterschied zwischen den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung angegeben wird, werden für den Vergleich nur die SLS-Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = 0$ beim Modell mit Bemessungssteifigkeiten herangezogen. Hierzu wird das *erweiterte Basismodell* wieder kopiert, sämtliche Lastkombinationen zum Zeitpunkt $t = \infty$ werden gelöscht und in den Berechnungsparametern der Teilsicherheitsbeiwert γ_M für die Steifigkeiten aktiviert.

Nun können wieder die Verformungen in die globale Z-Richtung mit dem *erweiterten Basismodell* verglichen werden. In Abbildung 6.3 ist die Umhüllende der vertikalen Verformungen in globaler Z-Richtung für die gesamten SLS-Lastkombinationen ohne ΔT_{\min} zu Zeitpunkt $t = 0$ (EK 21) ersichtlich. Beim Vergleich mit Abbildung 5.14b zeigt sich, dass der Maximalwert der negativen Verformung in globaler Z-Richtung (Überhöhung) $u_{Z,\min}$ um 32 mm auf -127 mm abnimmt. Der Maximalwert der positiven Verformung $u_{Z,\max}$ ergibt sich mit Bemessungssteifigkeiten zu 69 mm, also eine Zunahme um 57 mm. Die Gesamtverschiebung Δu_Z beträgt hier 196 mm und im *erweiterten Basismodell* 171 mm. Im Vergleich von Abbildung 6.3 zu den Ergebnissen in Abbildung 5.14c zeigt sich, dass bei Berücksichtigung von Bemessungssteifigkeiten die Langzeitverformung um 83 mm deutlich unterschätzt wird.

In Abbildung 6.4 ist die Umhüllende der vertikalen Verformungen in globaler Z-Richtung für die gesamten SLS-Lastkombinationen ohne ΔT_{\max} zu Zeitpunkt $t = 0$ (EK 23) ersichtlich. Beim Vergleich mit Abbildung 5.15b zeigt sich, dass der Maximalwert der negativen Verformung in globaler Z-Richtung (Überhöhung) $u_{Z,\min}$ um 31 mm auf -153 mm abnimmt. Der Maximalwert der positiven Verformung $u_{Z,\max}$ ergibt sich mit Bemessungssteifigkeiten zu 43 mm, entspricht einer Zunahme um 62 mm. Die Gesamtverschiebung Δu_Z beträgt hier ebenfalls 196 mm und im *erweiterten Basismodell* ebenso 171 mm. Auch zeigt der Vergleich von Abbildung 6.4 zu den Ergebnissen in Abbildung 5.15c erneut, dass die Berücksichtigung von Bemessungssteifigkeiten die Langzeitverformung um 81 mm unterschätzt.

Der Vergleich zum *erweiterten Basismodell* bei Zeitpunkt $t = 0$ zeigt, dass bei einer Verformungsberechnung mit Bemessungssteifigkeiten die Umhüllende in Richtung der positiven globalen Z-Achse um ca. 6 cm nach unten wandert. Auch vergrößert sich die Gesamtverschiebung Δu_Z um 2,5 cm oder 15 % im Vergleich zu der im *erweiterten Basismodell*. Die Gründe hierfür sind zweierlei. Zunächst ist durch die Abminderung der Steifigkeiten der Effekt der Verkürzung der Stahlzugdiagonalen in Form einer Überhöhung bei Eigengewicht nicht so stark ausgeprägt und müsste erneut angepasst werden. Außerdem ergeben die zusätzlichen veränderlichen Lasten wie Schnee und Wind durch die geringere Steifigkeit ebenfalls höhere Zusatzverformungen. In Abschnitt 7.2 wird nochmals darauf eingegangen. Der Vergleich der Vertikalverformungen des Modells mit Bemessungssteifigkeiten zum *erweiterten Basismodell* bei Zeitpunkt $t = \infty$ zeigt, dass bei Verwendung von Bemessungssteifigkeiten Langzeitverformungen deutlich unterschätzt werden.

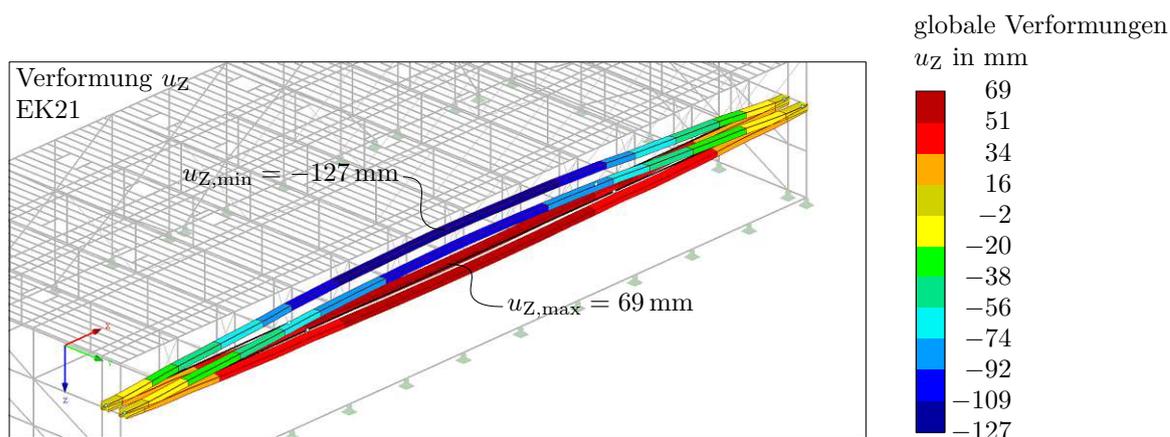


Abb. 6.3: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 21 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\min} zum Zeitpunkt $t = 0$ bei einer Berechnung des *erweiterten Basismodells* mit Bemessungssteifigkeiten (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

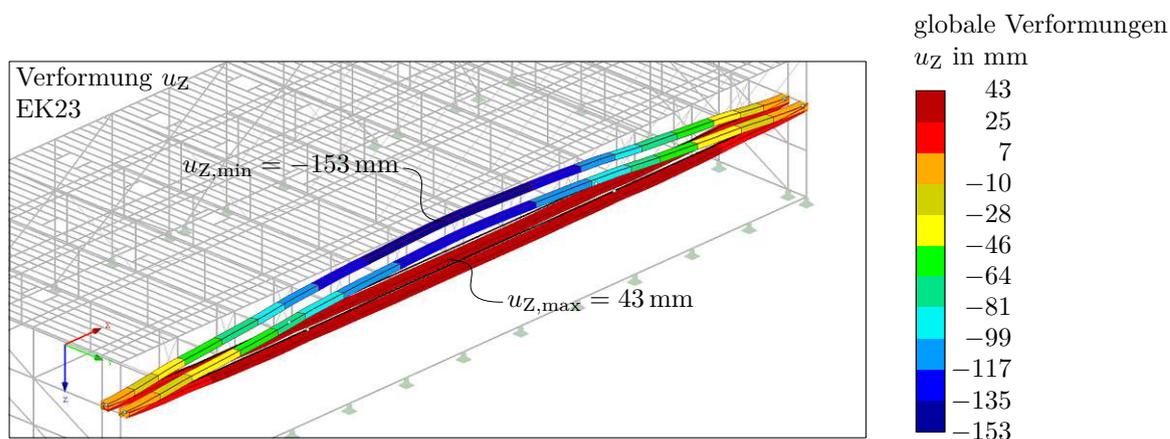


Abb. 6.4: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 23 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\max} zum Zeitpunkt $t = 0$ bei einer Berechnung des *erweiterten Basismodells* mit Bemessungssteifigkeiten (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

6.3 Einfluss der Nachgiebigkeiten

In diesem Schritt wurde das *erweiterte Basismodell* erneut kopiert und bei allen Stabendgelenken die eingepflegten Nachgiebigkeiten deaktiviert. Dies betraf bei den Wandbauteilen die axialen Verschiebungsmoduln k_{ser} bei Normkraftbeanspruchung und die trilinearen Arbeitslinien beim Anschluss der Stahlzugdiagonalen an die Gurte sowie der Montagestöße in den Untergurten. Ansonsten sind sämtliche Einstellungen gleich geblieben. Die Berechnung wurde für beide Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ durchgeführt.

Wiederum können die Verformungen in die globale Z-Richtung mit dem *erweiterten Basismodell* verglichen werden. In Abbildung 6.5 ist die Umhüllende der vertikalen Verformungen in globaler Z-Richtung für die gesamten SLS-Lastkombinationen ohne ΔT_{\min} (EK 19) ersichtlich. Beim Vergleich mit Abbildung 5.14a zeigen sich bei den Maximalwerten in negativer globaler Z-Richtung nur Unterschiede im einstelligen Millimeter Bereich. Die Überhöhung ist ohne Nachgiebigkeiten

um 7 mm höher. In positiver globaler Z-Richtung sinkt die maximale Verformung $u_{z,\max}$ um 14 mm.

Der Vergleich der Umhüllenden ohne ΔT_{\max} , dargestellt in Abbildung 6.6 mit Abbildung 5.15a zeigt eine ähnliche Charakteristik. Die Überhöhung nimmt hier ebenfalls um 7 mm zu und die maximale Verformung reduziert sich um 13 mm.

Diese Werte sind durchaus nachvollziehbar. Werden die Nachgiebigkeiten nicht berücksichtigt, verhalten sich die Fachwerkträger *steifer*. Somit wirkt sich die Verkürzung der Stahlzugdiagonalen in einer geringfügig größeren Überhöhung aus. Die Durchbiegungen infolge von veränderlichen Belastungen sind aufgrund einer höheren Systemsteifigkeit der Fachwerkträger geringer. In diesem Fall sind die Abweichungen der globalen Vertikalverformung im Vergleich zum *erweiterten Basismodell* sehr gering und können fast als vernachlässigbar eingestuft werden. Dies liegt daran, dass die gewählten Verbindungsmittel bei den Fachwerkträgern in Form von Stahlblech-Holz-Laschenverbindungen mit schräg angeordneten Vollgewindeschrauben als sehr steif anzusehen sind. Bei anderen Verbindungsmitteln wie Stabdübelverbindungen ist davon nicht mehr auszugehen.

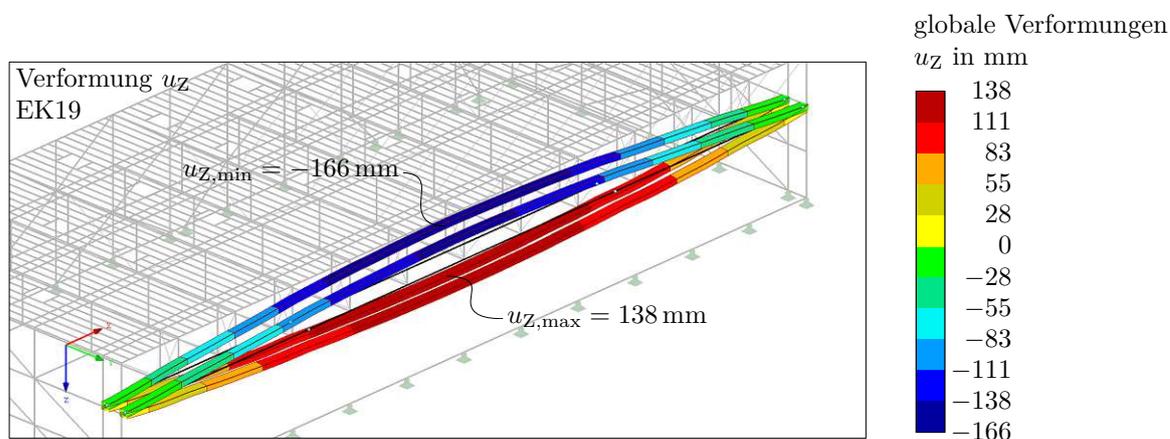


Abb. 6.5: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 19 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\max} beim *erweiterten Basismodell* ohne Nachgiebigkeiten (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

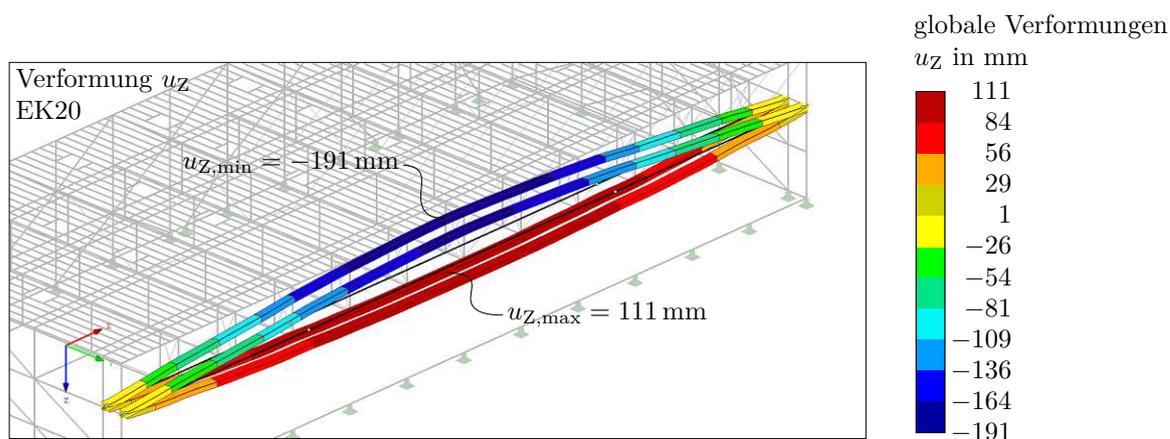


Abb. 6.6: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 20 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\max} beim *erweiterten Basismodell* ohne Nachgiebigkeiten (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

6.4 Einfluss der Fachwerkhöhe

Um den Einfluss der Bauhöhe des Fachwerkes auf die Verformung zu quantifizieren, wurde das *erweiterte Basismodell* kopiert und das Tragwerk nur geometrisch durch Verschieben der Obergurte um 2 m in die negative globale Z-Richtung verändert. Der Abstand der Gurte steigert sich somit von 5,9 m auf 7,9 m. In dieser Modellvariation wurden die gleichen Lastkombinationen und Ergebniskombinationen wie im *erweiterten Basismodell* nach Theorie II. Ordnung mit den beiden Betrachtungszeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ berechnet. Die Angriffsfläche des Windes wird durch die Erhöhung an den Wänden vergrößert und wurde auch im FE-Modell so berücksichtigt. Es ist anzumerken, dass der Spitzengeschwindigkeitsdruck q_p hier nicht an die um zwei Meter höhere Bezugshöhe z_e angepasst wurde.

In Abbildung 6.7 findet sich die Umhüllende der maximalen Normalkräfte N aller Lastkombinationen (EK 18) des Untergurtes in Achse ⑤. Die maximal einwirkende Normalkraft beträgt hier 7727 kN und tritt bei LK 30 unter Schnee (leitend) mit Wind und Süd und ΔT_{\min} auf. Der Vergleich mit den Ergebnissen des *erweiterten Basismodells* in Abschnitt 5.1.1 zeigt, dass die maximale Normalkraft bei der gleichen Lastkombination auftritt, aber durch die vergrößerte Fachwerkhöhe die maximale Normalkraft ausgehend von 10 195 kN um 2468 kN (ca. 24 %) abgemindert wird.

Dies kann auch durch eine vereinfachte Betrachtungsweise nachvollzogen werden. Betrachtet man einen Fachwerkträger, so ergeben sich durch ein einwirkendes Biegemoment M die in den Gurten wirkenden Normalkräfte bei einem Fachwerk mit Fachwerkhöhe h_{Fachwerk} (Gurtachse zu Gurtachse) betragmäßig zu:

$$N_{\text{Gurt}} = M \frac{1}{h_{\text{Fachwerk}}} . \quad (6.1)$$

Je nach Höhe ergibt sich entweder 0,169 bei 5,9 m oder 0,127 bei 7,9 m als multiplikativer Faktor. Die Abnahme beträgt hier ca. 25 % und bestätigt somit die Ergebnisse der FE-Berechnung.

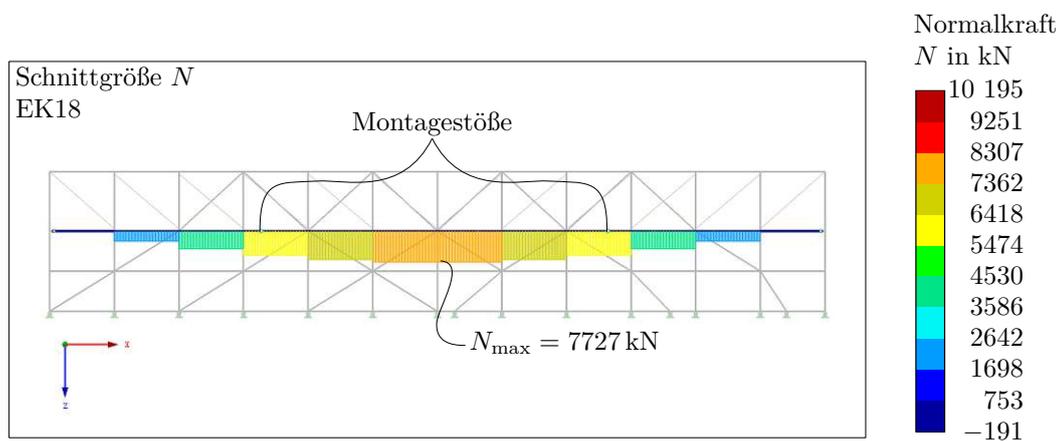


Abb. 6.7: Umhüllender Normalkraftverlauf N des Untergurtes in Achse ⑤ für sämtliche ULS-Lastkombinationen (EK 18) bei um 2 m vergrößerter Fachwerkhöhe des *erweiterten Basismodells*

Die vertikalen Verformungen in die globale Z-Richtung zeigen ebenfalls eine deutliche Veränderung. So beträgt die maximale Durchbiegung $u_{Z,\max}$ bei größerer Fachwerkhöhe für EK 19 (ohne ΔT_{\max}) gemäß Abbildung 6.8 nur noch 41 mm. Im Vergleich dazu beträgt die maximale Durchbiegung im *erweiterten Basismodell* 152 mm (gemäß Abbildung 5.14a). Dies entspricht einer deutlichen Abnahme um 11 cm. Die maximale Überhöhung ergibt sich nach Abbildung 6.8

zu -168 mm und liegt damit etwa 1 cm über jener im *erweiterten Basismodell* mit -159 mm (gemäß Abbildung 5.14a). Die Differenzverschiebung verringert sich um ca. 10 cm auf 21 cm .

Ein ähnliches Bild ergibt sich beim Vergleich der maximalen Vertikalverformungen für EK 20 (ohne ΔT_{\min}). Die maximale Überhöhung ist gemäß Abbildung 6.9 mit 191 mm wiederum geringfügig größer als beim *erweiterten Basismodell* mit -184 mm (gemäß Abbildung 5.15a). Die maximale Durchbiegung ergibt sich nach Abbildung 6.9 zu 15 mm und ist ebenfalls wieder deutlich geringer als jene des *erweiterten Basismodells*. Diese beträgt nach Abbildung 5.15a 124 mm . Somit beträgt die Abnahme der Durchbiegung auch wieder ca. 11 cm und die Differenzverschiebung verringert sich ebenfalls wieder um ca. 10 cm .

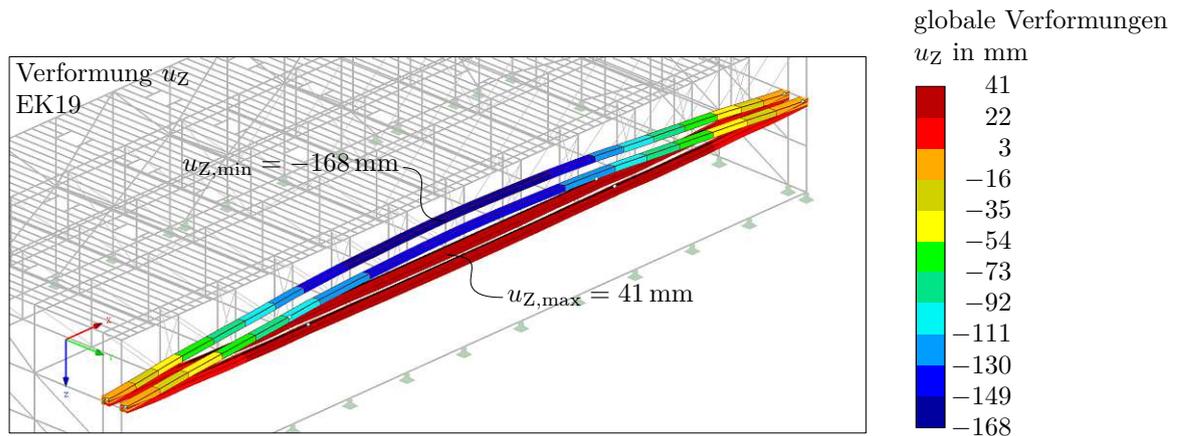


Abb. 6.8: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 19 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\min} bei um 2 m vergrößerter Fachwerkhöhe des *erweiterten Basismodells* (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

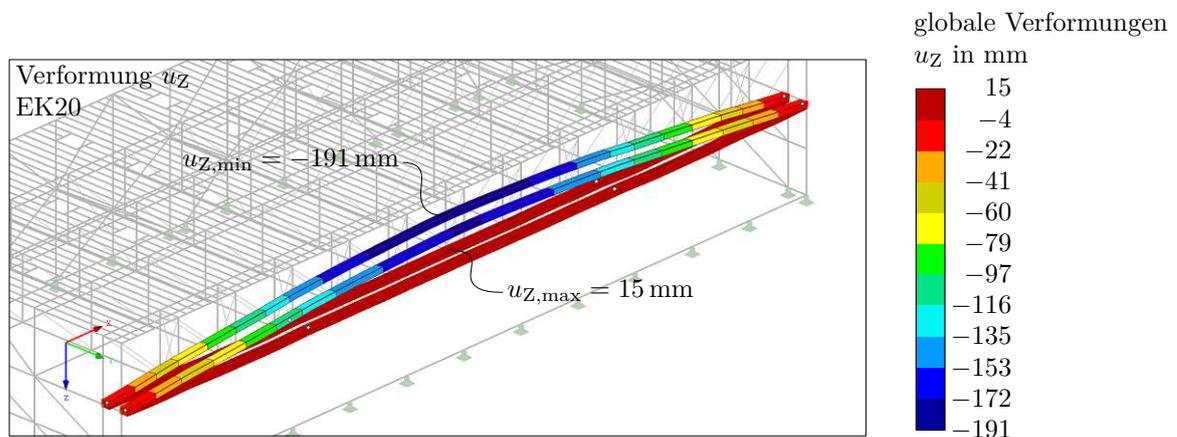


Abb. 6.9: Globale Vertikalverformungen u_z der Untergurte in Achse ⑤ und ⑥ für EK 20 Umhüllung SLS gesamt ohne ΔT_{\max} bei um 2 m vergrößerter Fachwerkhöhe des *erweiterten Basismodells* (Dargestellt mit Verformungsfaktor 20)

Es ist bei beiden Umhüllungen der globalen Vertikalverformungen u_z eine sehr deutliche Abnahme der Verformungen erkennbar. Hier ist anzumerken, dass aufgrund der Vergleichbarkeit die Verkürzungen der Stahlzugdiagonalen nicht angepasst wurden. Für eine erneute Bemessung und Querschnittsoptimierung sollte dies natürlich erneut durchgeführt werden.

Kapitel 7

Zusammenfassung, Diskussion und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurde ausgehend von den funktionalen Anforderungen des Hangars gemäß Kapitel 1 die Tragwerksplanung eines Ingenieurholzbaus im Sinne einer Vorstatik bis zur Erstellung des *erweiterten Basismodells* abgehandelt.

Als Einstieg in die Materie wurde in Kapitel 2 zu historischen und aktuellen Beispielen von Hangars in Holzbauweise recherchiert und ausgewählte Bauten vorgestellt. Dies waren historische Luftschiffhangars in den USA und modernere Ingenieurholzbauhangars in Europa.

Anschließend wurden in Kapitel 3 grundsätzliche Überlegungen und die Herangehensweise bzw. Organisation der Berechnung eines gesamten Tragsystems mit moderner FE-Software vorgestellt.

Für die globale Systemberechnung in Kapitel 4 wurden die einwirkenden Kräfte identifiziert und deren Größe und Einwirkungsart gemäß den gültigen Normen definiert. Dazu gehörten ständige Lasten, veränderliche Lasten und außergewöhnliche Lasten, Temperatureinwirkung, Imperfektionen und die Vorspannung der Fachwerkträger. Insbesondere die letzten drei Belastungsarten stellen für Ingenieurholzbauwerke eine Besonderheit dar. Auch wurde Kriechen der Holzbauteile durch eine systematisierte Methodik mit Anfangsdehnungen in der Systemberechnung berücksichtigt. Auf Basis der generierten Lastfälle wurde eine prozesssichere Systematik der Lastkombinationen für die Systemberechnung sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) entwickelt und vorgestellt. Nach Definition der Belastungen wurde zunächst ein vereinfachtes *Basismodell* erstellt, welches erlaubt, das Tragwerkhalten für Vorentscheidungen ausreichend genau analysieren zu können. Aus diesem *Basismodell* entwickelte sich in mehreren Iterationsschritten das *erweiterte Basismodell*. Hier wurde die Dachscheibe tatsächlich als Rippenplatte in Verbund von OSB-Platten und den Flachdachträgern modelliert und die abgeschätzten Nachgiebigkeiten der Verbindungsmittel in das System eingepflegt. Die Entwicklung und Beschreibung des *erweiterten Basismodells* wurde im Vergleich zu jener des *Basismodells* in dieser Arbeit in Abschnitt 4.4 deutlich hervorgehoben.

Auf Basis der Berechnungen und Ergebnisse des *erweiterten Basismodells* wurden in Kapitel 5 die für die Fragestellung wesentlichen Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) geführt.

Abschließend wurde das *erweiterte Basismodell* in Kapitel 6 verschiedenen Modellvariationen unterzogen, um den Einfluss auf die vertikale Verformung im Torbereich zu quantifizieren. Dazu wurde das *erweiterte Basismodell* zunächst nach Theorie I. Ordnung ohne Imperfektionen berechnet. In der nächsten Modellvariation wurde die Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit Bemessungssteifigkeiten durchgeführt. Anschließend wurden sämtliche Nachgiebigkeiten in den

Stabendgelenken deaktiviert und deren Einfluss ermittelt. In der letzten Modellvariation wurde die Fachwerkhöhe um 2 m erhöht und erneut die gesamte Systemberechnung durchgeführt.

7.2 Diskussion der Ergebnisse

Aufgrund der in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen und Modellvariationen kann die Ausführbarkeit des Hangar 7 als Ingenieurholzbau aus Sicht der Tragwerksplanung bestätigt werden.

Es kann davon ausgegangen werden, dass alle funktionalen Anforderungen hinsichtlich der Verformungen eingehalten werden. Die Rolltore sind in der vorgeschlagenen Konzeption des *erweiterten Basismodells* über die gesamte Nutzungsperiode ohne Einschränkung durch Zusatzverformungen von Schnee, Wind und Kriechen nutzbar. Auch ist auf Basis der Berechnungen zu erwarten, dass die Kompensation der Kriechverformungen durch eine erneute Verkürzung der Stahlzugdiagonalen während der Nutzungsperiode nicht notwendig ist. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ist zu jedem Zeitpunkt eingehalten.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) ergibt sich ein für Holzbauten mit vergleichsweise hohem Eigengewichtanteil typisches Ergebnis. Denn anstatt wie intuitiv zu erwarten sind nicht die Lastkombination unter Vollast wie z. B. LK 12 mit leitendem Schnee und Windeinwirkung von Nord für die Spannungsnachweise maßgebend, sondern die Lastkombinationen, welche nur das Eigengewicht der Konstruktion berücksichtigen. So ist im vorliegenden Fall die Lastkombination LK 10 Eigengewicht zum Zeitpunkt $t = 0$ und die Lastkombination LK 1010 Eigengewicht zum Zeitpunkt $t = \infty$ maßgebend für die Spannungsnachweise der Untergurte in den Fachwerkträgern. Dies liegt an der Besonderheit des Baustoffes Holz und seiner Korrelation von Festigkeit und Lasteinwirkungsdauer, welche im Nachweis durch den Modifikationsfaktor k_{mod} in Verbindung mit der Nutzungsklasse berücksichtigt wird.

Die beiden geforderten Grenzzustände sowohl der Gebrauchstauglichkeit als auch dem der Tragfähigkeit können als Ingenieurholzbaukonstruktion eingehalten werden. Materialspezifisch für Holz gibt es einen Einflussparameter in Form der Nutzungsklasse, welche einerseits für die Systemberechnung für die Langzeitverformung Einfluss hat und andererseits auch in die Spannungsnachweise eingeht. In dieser Arbeit wird aufgrund fehlender Daten konservativ die Nutzungsklasse 2 angenommen. Der Hangar wird gemäß dem Nutzungskonzept [3] temperiert, ist vollständig umschlossen und es befinden sich im Regelfall keine Quellen für große Luftfeuchtigkeiten darin. Die im Hangar befindlichen Flugzeuge werden eingestellt, gewartet und repariert. Um die Feinmechanik der Flugzeuge vor eindringenden Staub etc. durch Wind zu schützen, ist davon auszugehen, dass die Tore nur bei Notwendigkeit geöffnet werden. Es wäre durchaus argumentierbar, ebenso die Nutzungsklasse 1 anzusetzen. Es wurde in dieser Arbeit darauf verzichtet, da detailliertere bauphysikalische Untersuchungen nicht vorliegen. Die Festlegung als Nutzungsklasse 1 würde sich positiv auf die Tragwerksplanung auswirken. So sind in der Regel die Modifikationsbeiwerte k_{mod} bei Holzwerkstoffplatten wie OSB-Platten günstiger anzusetzen. Bei Brettschichtholz und Vollholz gibt es zwischen Nutzungsklasse 2 und Nutzungsklasse 1 keinen Unterschied. Dafür reduziert sich bei Brettschichtholz der Verformungsbeiwert k_{def} von 0,8 auf 0,6 und bei OSB 4-Platten von 2,25 auf 1,5 (siehe EC5-1-1 [46]).

In Kapitel 6 wurde das *erweiterte Basismodell* Modellvariationen unterzogen und deren Einfluss auf die vertikalen Verformungen im Torbereich analysiert. Für die Ermittlung der vertikalen Verformung der Fachwerkträger im Torbereich ist es hier unerheblich, ob nach Theorie I. Ordnung oder Theorie II. Ordnung gerechnet wird. Hier ist anzumerken, dass vom Autor empfohlen wird,

immer nach Theorie II. Ordnung zu rechnen, um automatisch Stabilitätsversagen ausschließen zu können und Interaktionen von Bauteilen aufgrund von Zusatzverformungen durch Normalkräfte etc. korrekt abzubilden.

Die Deaktivierung der Nachgiebigkeiten in den Stabendgelenken der Fachwerkträger zeigte ebenfalls nur geringen Einfluss. Diese waren zum einen die Montagestöße in den Untergurten und zum anderen die Anschlüsse der Stahlzugdiagonalen in den Gurten. Der Grund liegt hier in der hohen Steifigkeit der Stahlblech-Holz-Laschenverbindungen mit schräg angeordneten Vollgewindeschrauben. Für Vorstatiken kann es daher ausreichend sein, sofern diese Verbindungsmethode gewählt wird, die Nachgiebigkeiten im Tragwerksentwurf nicht zu berücksichtigen.

Einen deutlich größeren Einfluss zeigte die Verwendung von Bemessungssteifigkeiten bei Berechnung nach Theorie II. Ordnung. Die Gesamtverschiebungen haben um ca. 3 cm zugenommen, was zunächst aufgrund der Größe des Tragwerks nicht viel erscheint. Die Problematik liegt hierbei in der Tatsache, dass die globalen Absolutverschiebungen zum Zeitpunkt $t = 0$ im Größenbereich von 6 cm aufgrund der geringeren Steifigkeiten zunehmen. Es müssten hierzu die Überhöhung der Fachwerkträger durch Verkürzung der Stahlzugdiagonalen erneut durchgeführt bzw. angepasst werden. Dennoch erscheint es dem Autor nicht sinnvoll, für diesen Berechnungsschritt Bemessungswerte der Steifigkeiten anzunehmen. So kann es sein, dass real die Steifigkeiten der massiven Querschnitte größer sind und die mit Bemessungssteifigkeiten notwendig konzipierten Verkürzungen auf der Baustelle aufgrund von tatsächlich höheren Steifigkeiten der Querschnitte nicht mehr korrekt sind. Es ist auch davon auszugehen, dass bei solch massiven blockverleimten Querschnitten die Steifigkeiten sich dem Mittelwert annähern. Um bei Systemberechnungen mit eingepprägten Vorspannungen etc. die notwendigen Verkürzungen möglichst gut abschätzen zu können, wird vorgeschlagen, immer mit Mittelwerten der Steifigkeiten E_{mean} zu rechnen.

Den größten Einfluss auf die vertikale Verformung im Torbereich hat wie zu erwarten die Höhe des Fachwerkes, genauer gesagt der innere Hebelsarm in Form des vertikalen Abstandes der Gurtstabachsen. Im vorliegenden Fall kann mit einer Erhöhung des Fachwerkes um 2 m die maximal einwirkende Normalkraft im Untergurt um ca. ein Viertel und die Durchbiegung um etwa 11 cm reduziert werden. Hier ist anzumerken, dass die Gurtquerschnitte bei dieser Konstruktionsvariante nicht erneut angepasst wurden. Dies ist aufgrund der deutlich geringeren Verformungen und Kräfte durchaus möglich und sollte für eine wirtschaftliche Tragkonstruktion unbedingt in Betracht gezogen werden.

7.3 Ausblick und Empfehlungen

Die Berechnung der Tragfähigkeit sowohl im Erdbebenfall als auch im Brandfall stellen außergewöhnliche Ereignisse dar und müssten der Vollständigkeit halber natürlich durchgeführt werden. In dieser Arbeit wurde darauf verzichtet um den vorgesehenen Bearbeitungsumfang nicht zu überschreiten. Es ist aber davon auszugehen und auch mechanisch begründbar, dass diese außergewöhnlichen Einwirkungen keinen Einfluss auf die Baubarkeit des Hangars in Ingenieurholzbauweise darstellen.

Für die Dachkonstruktion wird für die Fachwerkträger als Primärtragwerk eine Brandwiderstandsdauer R30 nach ETK-Brandkurve gefordert. Die Querschnitte sind mit Abmessungen von 120 cm bzw. 100 cm auf 60 cm äußerst massiv und erfahren durch eine 30-minütige Brandeinwirkung vergleichsweise nur eine geringe Querschnittsänderung. Weiters wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Brandfall mit erhöhten Festigkeiten und geringeren Lastanteilen gerechnet. Da in der *Kaltbemessung* des *erweiterten Basismodells* die ständige Lastkombination für die Tragfähigkeit

der Fachwerkträger bzw. der Gurtquerschnitte maßgebend war, ist davon auszugehen, dass die Brandbemessung in diesem Fall nicht den entscheidenden Faktor für die Querschnitte darstellen wird. Sollte sich bei einer Brandbemessung für die Wandbauteile aufgrund von höheren geforderten Brandwiderstandsdauern herausstellen, dass die Querschnitte vergrößert werden müssen, kann dies alternativ lokal mit Gipskartonplatten etc. verhindert werden.

Für eine Brandbemessung nach der Methode mit *reduzierten Querschnitten* wird dabei folgende Vorgehensweise empfohlen.

1. Kopie des FE-Modells der *Kaltbemessung* (hier: *erweitertes Basismodell*),
2. Reduktion der Querschnitte in Abstimmung der geforderten Brandwiderstandsdauer und angepasster Abbrandraten anhand realer lokaler Raumtemperaturen der einzelnen Bauteile,
3. Anpassung der durch den Abbrand verursachten Exzentrizitäten, wie es z. B. bei dreiseitigem Abbrand resultiert,
4. Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit Mittelwerten der Steifigkeiten,
5. Überprüfung der Eigenformen und Verzweigungslastfaktoren und gegebenenfalls Anpassung von Imperfektionen,
6. Nachweis der Tragfähigkeit mit Spannungsnachweisen.

Diese Vorgehensweise ermöglicht eine einfache und prozesssichere Bemessung von Tragstrukturen aus Holz im Brandfall.

Für den Erdbebennachweis kann durchaus das *erweiterte Basismodell* für die Bemessung herangezogen werden. Für die Ermittlung der Ersatzlasten sind die zusätzlichen Massen aus den frei stehenden Außenwänden auf die horizontal liegenden Wandpfosten zu berücksichtigen und manuell in der FE-Software einzugeben. Nachdem der Hangar in Ingenieurholzbauweise als Leichtbau einzustufen ist, ist aufgrund der vergleichsweise geringen Massen nicht davon auszugehen, dass der Erdbebenfall entscheidend für die Ausführbarkeit des Dachtragwerkes in Holzbauweise ist. Die ersten drei dominanten Eigenperioden des Tragsystems wurden ermittelt und sind in Abschnitt 4.1.3 in Abbildung 4.17 eingetragen. Es zeigt sich, dass der Plateaubereich der maximalen Ordinate $S_d(t)$ im Bemessungsspektrum nicht erreicht wird. Diese Tatsache stützt die Annahme, dass Erdbeben für das Tragwerk nicht maßgebend ist. Jedoch muss der Erdbebennachweis unabhängig dieser Einschätzung unbedingt geführt werden.

Ein wichtiger Aspekt bei Tragwerken mit derart großen Abmessungen ist die Analyse von Bauzuständen und der Ausführbarkeit. Während der Erbauung darf es durch Windeinfluss etc. nicht zum vorzeitigen Versagen der noch in Bau befindlichen Struktur kommen. Beim vorliegenden Hangar kann Windeinwirkung während des Bauprozesses durchaus kritisch werden. Folgender Bauzustand einer dreiseitig geschlossenen Box ohne fertige Ausbaulasten ist als besonders ungünstig anzusehen:

- Tragstruktur mit Seitenwänden, Rückwand und Fachwerkträgern ist fertig montiert,
- die Dachfläche ist bereits vollständig mit den OSB-Platten verkleidet und vernagelt,
- sämtliche frei stehenden Wandelemente (Seitenwände, Rückwände) sind montiert,
- die Rolltore sind noch nicht vorhanden,
- der Dachaufbau mit Wärmedämmung etc. und PV-Anlage ist noch nicht ausgeführt.

Ein Sturm aus Südrichtung wäre bei diesem Bauzustand als besonders kritisch zu sehen. Mit noch nicht montierten Toren ist der Hangar als einseitig offene Kiste zu betrachten und der

komplette Dachaufbau neigt somit aufgrund des fehlenden Gewichtes zum Abheben. Dies wurde im *erweiterten Basismodell* durch eine eigene Lastkombination im Bauzustand, welche nur das Eigengewicht der Bauteile und Wind aus Süd berücksichtigt, überprüft. Es stellte sich heraus, dass der FE-Solver nicht konvergieren konnte und die Dachfläche abgehoben wäre. In dieser kritischen Phase ist daher für eine Abhängung oder Ballastierung der Fachwerkträger zu sorgen. Zur interimsmäßigen Ballastierung könnten beispielsweise Wasserbehälter oder Betongewichte verwendet werden, an denen die Fachwerkträger in der Feldmitte abgespannt werden.

Grundsätzlich ist für eine optimale Tragwerksplanung und hier besonders aufgrund der notwendigen Vorspannung der Fachwerkträger eine möglichst genaue Kenntnis der tatsächlich wirkenden Eigengewichtslasten von den Bauteilen als auch den Ausbaulasten notwendig. So ist im vorliegenden Fall zu erwarten, dass wenn im Dachaufbau anstatt Mineralfaser extrudiertes Polystyrol (EPS) als Wärmedämmung verwendet wird, dies einen großen Einfluss auf die gesamte Tragstruktur haben wird. Es ist durchaus vorstellbar, dass dadurch die Fachwerkträger bzw. die Dachfläche gegen Abheben bei Windbelastung durch gegengleich angeordnete Stahlzugdiagonalen gesichert werden müssen. Auch die genaue Belastung der PV-Anlage ist durch deren Planung bekannt zu geben, denn die PV-Anlage wirkt sich durch deren Eigengewicht positiv auf das globale Tragwerksverhalten gegen Abheben bei Wind aus. PV-Anlagen bei Flachdächern sind oftmals bereichsweise unterschiedlich ballastiert. Für diese Arbeit wurde ein Mittelwert der PV-Last angenommen, welcher durchaus realistisch ist, dennoch ist für eine Ausführungsstatik die genaue Lastverteilung zu berücksichtigen. Empfehlenswert ist es hierbei auch, die Auflagerpunkte der Montageschienen der PV-Module mit der Lage der Flachdachträger abzustimmen. So kann ein großer Anteil der Belastung infolge der PV-Anlage und Schnee direkt in die Flachdachträger eingeleitet werden und muss nicht durch die OSB-Platten über Biegebeanspruchung übertragen werden. Eine weitere Problematik bei PV-Anlagen betreffen Differenzen der Nutzungsdauer bzw. Lebensdauer von PV-Anlagen und die dazugehörigen Gebäude. So ist davon auszugehen, dass der Hangar eine längere Lebensdauer aufweist als die PV-Anlage. Es ist also durchaus möglich, dass der Hangar während der Nutzungsdauer keine PV-Anlage als Belastung erfährt, weil diese gerade abmontiert wird und durch eine neue Anlage ersetzt wird. Für diesen Zeitraum fehlt die Zusatzbelastung der PV-Anlage, welche sich günstig bei Windeinwirkung gegen Abheben der Dachkonstruktion auswirkt. So wird empfohlen, auch wegen der Möglichkeit einer leichteren Dämmung im Dachaufbau jedenfalls gegengleich angeordnete Stahlzugdiagonalen in den äußeren Feldern der Flachdachträger anzuordnen. Dadurch kann erreicht werden, dass Belastungsänderungen der ständigen Lasten keine Gefahr bei abhebenden Wind darstellen.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind keine Verformungseinschränkungen vorgeben. Dennoch muss die Lagesicherheit und Standsicherheit aller Bauteile auch bei großen Verformungen gewährleistet sein. Dies betrifft im vorliegenden Tragwerk vor allem die Rolltore. Im Traglastzustand ist zu erwarten, dass die Vertikalverformungen der Fachwerkträger jene des Gebrauchszustandes überschreiten. Somit ist sicherzustellen, dass die Rolltore am Torkopf auch bei größeren Verformungen als 30 cm nicht umfallen. Die kann durch Sicherung mit Ketten oder ähnlichen flexiblen Halterungen gewährleistet werden und ist in der Ausführungsplanung genau zu beurteilen.

Die vorliegende Arbeit zeigt, dass imposante Stahltragwerke wie der bestehende Hangar 7 des Flughafens Wien durchaus alternativ als Ingenieurholzbauwerke ausführbar sind. Dies kann aber nur durch das Zusammenspiel von qualitativ hochwertigen Holzwerkstoffen in Form von Brettchichtholz, OSB und hochfesten Stahlzugdiagonalen und Stahlverbindungsmiteln geschehen. Insofern sind Ingenieurholzbauwerke immer als Hybridbauwerk zu sehen, in welchen die Vorteile der jeweiligen Materialien Holz und Stahl zielgerichtet eingesetzt werden können. Im vorliegenden

Fall ergibt sich aus der Konzeption des *erweiterten Basismodells* nach RF-/HOLZ Pro [21] eine notwendige Brettschichtholzmenge von etwa 1230 m^3 . Dies ist für solch ein großes Tragwerk durchaus realistisch. Dennoch wird vom Autor aufgrund der Modellvariation empfohlen, die Fachwerkhöhe um mindestens 2 m zu erhöhen. Dies erscheint hier durchaus möglich, da die bestehende Attikahöhe mit teilweise über einem Meter durchaus reduziert werden könnte und die angrenzenden Gebäude auch höher sind. Durch die Vergrößerung der Fachwerkhöhe ist davon auszugehen, dass im Mittelbereich der Fachwerkträger die Gurte anstatt teurem Brettschichtholz (Güte GL32h) mit günstigerem Brettschichtholz (Güte GL28h) ausgeführt werden können. Außerdem ist zu erwarten, dass die Querschnitte aufgrund der geringeren Kräfte kleiner dimensioniert werden können und somit Holz eingespart werden kann. Aus wirtschaftlicher Überlegung kann es auch sinnvoll sein, den Abstand zwischen den Fachwerkträgern zu verringern. So wäre es möglich, die Flachdachträger über eine geringere Feldweite zu spannen, um auch hier Materialeinsparungen zu erzielen.

Die funktionalen Anforderungen sind bei Ausführung des Hangar 7 als Ingenieurholzbauwerk eingehalten. Lediglich einige architektonische Aspekte sind dabei zu beachten. Durch die enormen Kräfte in den Fachwerkgurten sind diese als massive blockverleimte Brettschichtholzquerschnitte mit einer Breite von bis zu 1,2 m und einer Höhe von 0,6 m zu errichten. Die Höhe ist dabei ident zu den Gurten der bestehenden Stahlbaukonstruktion, lediglich die Breite verdoppelt sich [4]. Auch ist bei der Rückwand in den vertikalen Fensterbändern nicht zu vermeiden, dass innen Konstruktionselemente in Form der Diagonalen und horizontalen Pfosten durchlaufen müssen. Dies sollte für die vorgesetzte Wandkonstruktion aber technische kein Problem darstellen und sollte von der Architekturplanung so akzeptiert werden. Um Ingenieurholzbauwerke am Markt platzieren zu können, ist somit die Architekturplanung als auch die Bauphysikplanung gleichermaßen mit der Tragwerksplanung abzustimmen.

Für den Holzbaustatiker bzw. der Holzbaustatikerin kann es durchaus eine Herausforderung sein, Alternativvorschläge für große imposante Tragstrukturen zu erstellen. Diese Arbeit hat gezeigt, dass es mit strukturierter Herangehensweise und Verwendung von leistungsstarker FE-Software wie RFEM 5 [21] möglich ist, mit folgender Vorgehensweise Alternativen in Holzbauweise anzubieten:

1. Studium der projektierten Tragkonstruktion und zugehörige Einwirkungen,
2. Eingabe der geplanten oder bereits bestehenden Tragstruktur mit dem dafür projektierten Material in einer FE-Software wie z. B. RFEM 5, Aufbringung der maßgeblichen Belastungen und Analyse der Berechnungsergebnisse,
3. Kopie des Modells und sukzessive Änderung der Querschnitte in Holzquerschnitte und gleichzeitige Überprüfung des Einflusses der Änderung (Verformungen, Schnittgrößen),
4. Überprüfung, ob Zwängungen infolge Eigengewicht vorhanden sind. Sollte dies der Fall sein, so müssen Tragwerksteile verändert werden, wie z. B. Verbände anders angeordnet werden,
5. Entwicklung eines *Basismodells* ohne Zwängungen und weitere Vorgehensweise der Systemberechnung nach Kapitel 3 bis zum *finalen Modell* unter Beachtung der funktionalen Anforderungen.

Literatur

- [1] AMAC Aerospace. *A hangar is born*. URL: https://www.amacaerospace.com/wp-content/uploads/2021/05/amac_pre_2021-05-21_english_amac_Inflight_hangar5.pdf (Zugriff am 06.03.2022).
- [2] A. Amirikian. „Navy Develops All-Timber Blimp Hangar – Part I. Unprecedented Design Problems Encountered“. In: *ASCE Civil Engineering Magazine* 13.10 (Okt. 1943), S. 471–474.
- [3] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführung - Allgemeine Beschreibung und Lastaufstellung*. Nov. 2013.
- [4] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführung - Globale Berechnungen Halle Stahlbau*. Nov. 2013.
- [5] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführungsplan - Ansichten Nord, Süd, Ost, West*. Okt. 2013.
- [6] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführungsplan - P-1-W_Querschnitt Halle Achse 1*. Okt. 2013.
- [7] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführungsplan - P-13-O_Querschnitt Halle Achse 13*. Okt. 2013.
- [8] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführungsplan - P-A-N_Längsschnitt Teil 1 Halle Achse A*. Okt. 2013.
- [9] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführungsplan - P-A-N_Längsschnitt Teil 2 Halle Achse A*. Okt. 2013.
- [10] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführungsplan - P-c-N_Längsschnitt Verwaltungstrakt Achse c*. Okt. 2013.
- [11] ARGE Planung Hangar 7. *Ausführungsplan - P-IV-W_Querschnitt Achse IV*. Okt. 2013.
- [12] ARGE Planung Hangar 7. *Übersichtsplan-Schnittführung*. Okt. 2013.
- [13] H. J. Blaß und M. Flaig. *Keilgezinkte Rahmenecken und Satteldachträger aus Brettsperrholz*. Techn. Ber. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2015. 180 S. DOI: 10.5445/KSP/1000047039.
- [14] H. Blass, P. Aune, B. Choo, R. Görlacher, D. Griffiths, B. Hilson, P. Racher und G. Steck. *Timber Engineering STEP 1: Basis of design, material properties, structural components and joints*. Timber Engineering. Centrum Hout, 1995. ISBN: 90-5645-001-8.
- [15] Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus. *HORA Natural Hazard Overview & Risk Assessment Austria – Version 2.7.1*. URL: <https://www.hora.gv.at/> (Zugriff am 19.07.2022).
- [16] *CE Leistungserklärung: EGGER OSB 4 TOP*. Wismar: EGGER Holzwerkstoffe Wismar GmbH & Co. KG, Dez. 2021.
- [17] dataholz.eu. *Innenwand Holzrahmen/Holztafel, ohne Installationsebene, andere Oberfläche*. URL: <https://www.dataholz.eu/bauteile/innenwand/variante/kz/iwrxxo01a.htm> (Zugriff am 23.02.2022).

- [18] DEUTSCHE ROCKWOOL GmbH & Co. KG. *Gefälledach-Dämmplatte Georock©040 MV – Technisches Datenblatt, Stand 01.2022*. URL: <https://www.rockwool.com/syssiteassets/rw-d/datenblatter/flachdach/db-georock-040-mv-rockwool.pdf> (Zugriff am 23.02.2023).
- [19] *DIN 1052 Teil 1 Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Apr. 1988.
- [20] *DIN 1052 Teil 2 Holzbauwerke; Mechanische Verbindungen*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Apr. 1988.
- [21] Dlubal Software GmbH. *RFEM 5*. Version 5.30.01. URL: <https://www.dlubal.com>.
- [22] DOMICO Dach-, Wand- und Fassadensysteme KG. *Technische Daten – Element-Dach, Stand 07.2016*. URL: https://www.domico.at/wp-content/uploads/2018/07/Technische_Daten_Element-Dach.pdf (Zugriff am 19.07.2022).
- [23] *Europäische Technische Bewertung: HALFEN Zugstabsystem DETAN-S – Vorgefertigtes Zugstabsystem*. Berlin: DIBt – Deutsches Institut für Bautechnik, Jan. 2022.
- [24] Flughafen Wien AG. *Bestand - Bau – 239 - HANGAR 7 Erdgeschoss*. Aug. 2018.
- [25] FRITZ EGGER GmbH & Co. OG. *Marktspezifische Lösungen und Platten*. URL: <https://www.egger.com/de/produkte/bauprodukte/produktsortiment-im-holzbau/marktspezifische-produkte?country=AT> (Zugriff am 22.04.2023).
- [26] GOLDHOFER AKTIENGESELLSCHAFT. *F396 – TECHNICAL DATA*. URL: https://www.goldhofer.com/fileadmin//downloads/airport_technology/DS_F396_EN-met_A4.pdf (Zugriff am 29.04.2023).
- [27] Google Maps. 28. Apr. 2023. URL: <https://www.google.com/maps/@48.1272141,16.5397162,77a,35y,351.94h,66.28t/data=!3m1!1e3>.
- [28] Google Maps. 28. Apr. 2023. URL: <https://www.google.com/maps/@48.1292336,16.5420613,79a,35y,254.44h,70.22t/data=!3m1!1e3>.
- [29] G. Hochreiner. „Flughafenerweiterung Wien. Chancengleichheit der Materialien“. In: 11. Internationales Holzbau-Forum 2005 (7.–9. Dez. 2005). Garmisch-Partenkirchen, Germany, 2005.
- [30] Holzbauer und Partner ZT GmbH. *VIP-GAC Terminal und Hangars – 2004-2005 Flughafen Wien-Schwechat*. URL: <https://holzbauer-partner.at/PROJEKTE/VIP-GAC-Terminal-und-Hangargeb%C3%A4ude> (Zugriff am 06.03.2023).
- [31] S. Jacob-Freitag. „Flach gebogenes Dach“. In: *Mikado – Unternehmermagazin für Holzbau und Ausbau* (März 2011), S. 26–30. ISSN: 0944-5749.
- [32] H. Krenn. „Die Stahlblech-Holz-Laschenverbindung mit schrägen Schrauben“. Dissertation. Technische Universität Graz, 2018.
- [33] Kronen Zeitung. „Landung unter Beobachtung“. In: *Reportage – Feuerwehr am Flughafen* (Aug. 2018).
- [34] U. Kuhlmann und J. Töpler. „Imperfections of slender glulam beams“. In: Aug. 2021. DOI: 10.18419/opus-12579.
- [35] Leviat GesmbH. *DETAN STABSYSTEME – Produktinformation Technik, Stand 02.2022*. URL: https://www.halfen.com/de_AT/produktbereiche/fassaden/stabsysteme/zug-und-druckstabsysteme (Zugriff am 24.02.2023).
- [36] LoCaStatik GmbH. *LoCaStatik*. Version 2022. URL: <https://locastatik.at>.

- [37] C. Meier. „Elegant überspannt: Hangar Euroairport Basel / Mulhouse“. In: 16. Internationales Holzbau-Forum 2010 (1.–3. Dez. 2010). Garmisch-Partenkirchen, Germany, 2010.
- [38] P. Niemz und W. U. Sonderegger. *Holzphysik : Eigenschaften, Prüfung und Kennwerte*. ger. 2., aktualisierte Auflage. München: Hanser, Carl, 2021. ISBN: 3446470107. URL: 10.3139/9783446470101.
- [39] *ÖNORM B 1990-1:2013-01-01: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Teil 1: Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2013.
- [40] *ÖNORM B 1991-1-1:2020-12-01: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1 : Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2020.
- [41] *ÖNORM B 1991-1-2:2013-12-01: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2 : Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-2*. Wien: Austrian Standards, Dez. 2013.
- [42] *ÖNORM B 1991-1-3:2022-05-15: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3 : Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten – Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Mai 2022.
- [43] *ÖNORM B 1991-1-4:2019-07-15: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4 : Allgemeine Einwirkungen – Windlasten – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Juli 2019.
- [44] *ÖNORM B 1991-1-5:2012-01-01: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5 : Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2012.
- [45] *ÖNORM B 1991-1-7:2007-04-01: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7 : Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-7*. Wien: Austrian Standards, Apr. 2007.
- [46] *ÖNORM B 1995-1-1:2019-06-01: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktionen von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1*. Wien: Austrian Standards, Juni 2019.
- [47] *ÖNORM B 1995-1-2:2011-09-01: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktionen von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Bemessung für den Brandfall – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1995-1-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2011.
- [48] *ÖNORM B 1998-1:2017-07-01: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen*. Wien: Austrian Standards, Juli 2017.
- [49] *ÖNORM EN 14080:2013-08-01: Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2013.
- [50] *ÖNORM EN 1990:2013-03-15: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2013.

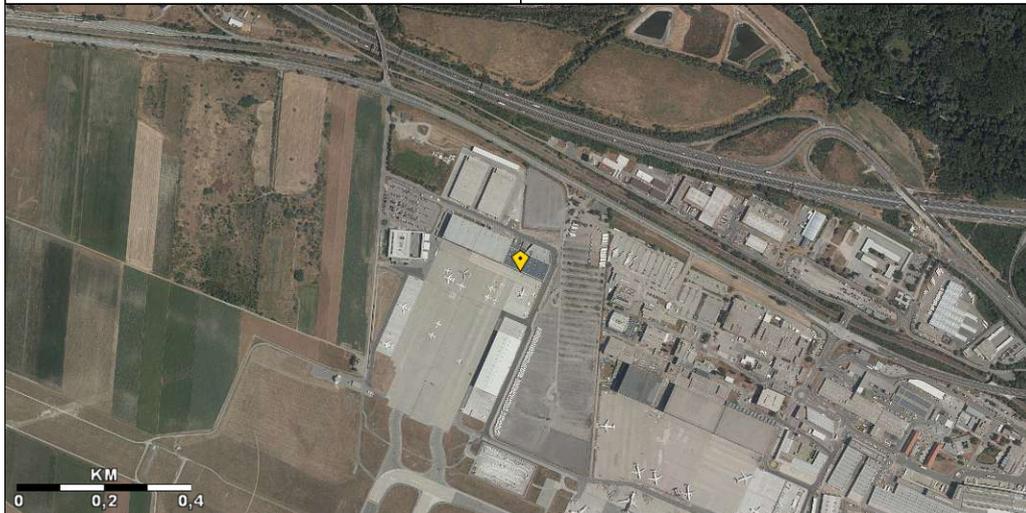
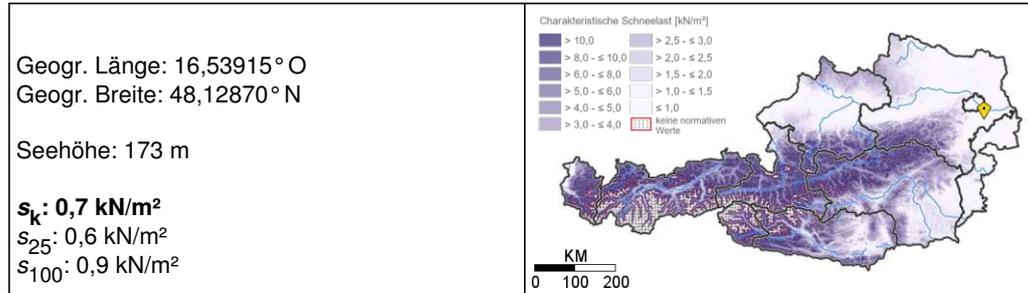
- [51] ÖNORM EN 1991-1-1:2011-09-01: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1 : Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2011.
- [52] ÖNORM EN 1991-1-2:2013-01-15: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2 : Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2013.
- [53] ÖNORM EN 1991-1-3:2016-01-15: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3 : Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2016.
- [54] ÖNORM EN 1991-1-4:2011-05-15: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4 : Allgemeine Einwirkungen – Windlasten (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Mai 2011.
- [55] ÖNORM EN 1991-1-5:2012-01-01: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5 : Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2012.
- [56] ÖNORM EN 1991-1-7:2014-09-01: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7 : Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2014.
- [57] ÖNORM EN 1995-1-2:2011-09-01: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktionen von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2011.
- [58] ÖNORM EN 1998-1:2013-06-15: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Juni 2013.
- [59] Page & Turnbull, Inc.. *Re-Use Guidelines – Hangar 3 (Building No. 47) NASA Ames Research Center – Moffett Field, California*. Page & Turnbull, Inc., Aug. 2006. 133 S.
- [60] K. Palt. *Airbus A380 – Verkehrsflugzeug*. URL: http://www.flugzeuginfo.net/acdata_php/acdata_a380_dt.php (Zugriff am 29. 04. 2023).
- [61] *prEN 1995-1-1_FOR ENQ: (working draft to CIB, Doc CEN/TC 250/SC 5/N 1650)*. CEN/TC 250/SC 5/WG 3 "Cluster Eurocode 5", Dez. 2022.
- [62] S. Schuppli. *Amac Aerospace: In acht Jahren zur Weltelite*. URL: <https://www.bzbasel.ch/basel/basel-stadt/amac-aerospace-in-acht-jahren-zur-weltelite-ld.1701462> (Zugriff am 06. 03. 2022).
- [63] SkyNews.ch. *Fünfter AMAC-Hangar am EuroAirport in Betrieb*. URL: <https://skynews.ch/allgemein/fuenfter-amac-hangar-am-euroairport-in-betrieb/> (Zugriff am 06. 03. 2022).
- [64] *Technisches Merkblatt – Orientierende statische Vorbemessung für EGGER OSB und EGGER DHF*. Juli 2022.
- [65] Texlon HSP GmbH. *3. Hangar for AMAC Aerospace officially opened – First class for the greatest*. URL: <https://www.texlon.ch/en/home/news-en/3-hangar-for-amac-aerospace-officially-opened.htm> (Zugriff am 06. 03. 2022).
- [66] Texlon HSP GmbH. *Neuer Flugzeughangar am EuroAirport Basel – Ein weiterer Meilenstein im Flugzeughangar-Bau*. URL: <https://www.texlon.ch/de/unternehmen/news/neuer-flugzeughangar-am-euroairport-basel.htm> (Zugriff am 06. 03. 2022).

- [67] Tillamook Air Museum. *Hangar B*. URL: <https://www.tillamookair.com/hangar-b> (Zugriff am 07.03.2023).
- [68] United States. Bureau of Yards and Docks. *Building the Navy's Bases In World War II: History of the Bureau of Yards And Docks And the Civil Engineer Corps, 1940-1946*. Washington: U.S. Govt. Print. Off., 1947. URL: http://www.ibiblio.org/hyperwar/USN/Building_Bases/index.html (Zugriff am 07.03.2023).
- [69] Unternehmensmeldung. *Amac Aerospace baut fünften Hangar in Basel*. URL: <https://www.aerotelegraph.com/amac-aerospace-baut-fuenften-hangar-in-basel> (Zugriff am 06.03.2022).
- [70] R. W. Anthony, D. W. Porter und K. Slade Diebolt. „Big Data (It´s not what you think) – Assessment and Documentation of a ca. 1940s Blimp Hangar“. In: 5. International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures (25.–27. Sep. 2019). Guimarães, Portugal, 2019.
- [71] WIEHAG GmbH. „Flughafenerweiterung Wien“. In: *Sonderdruck aus bauen mit holz* (März 2006).

Anhang A

Auszug HORA Schneelast

Charakteristische Schneelast am Boden s_k (50-jährlich)
sowie 25- und 100-jährliche Schneelast (s_{25} und s_{100})



Quellenangabe:
Verwaltungsdaten, DGM: BEV
Gewässer, DHM, DOP: BML
Schneelast: ÖNORM B 1991-1-3:2022-05

Maßgeblich für die Berechnung der charakteristischen Schneelast am Boden ist die Schneelastkarte gemäß ÖNORM B 1991-1-3:2022-05 in Anhang B. Die dieser Abfrage zugrunde liegende Online-Version der Karte unter <https://hora.gv.at> wurde mit dem Austria Standards International akkordiert.

Oberhalb von 2000 Metern Seehöhe gibt es gemäß ÖNORM B 1991-1-3:2022-05 keine normativen Werte. Für höher liegende Standorte können Details bei den in ÖNORM B 1991-1-3:2022-05, Abschnitt 5.1 genannten Instituten eingeholt werden.

Das der Berechnung zugrunde liegende Höhenmodell der österreichischen Bundesländer hat eine Auflösung von 50 m (horizontal) und 0,1 m (vertikal). Die Werte für s_k , s_{25} und s_{100} wurden auf eine Nachkommastellen gerundet.

Geprüft durch: _____, am _____

Unterschrift: _____

Anhang B

Lastkombinationen ULS

Tab. B.1: ULS Lastkombinationen 1010–1035 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = \infty$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	AD
1010	Eigengewicht	1,35	1,00	50-54	1,00	60						LK110
1011	Schnee alleine	1,35	1,00	50-54	1,50	10						LK110
1012	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	1,00	50-54	1,50	10	60					LK110
1013	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	1,00	50-54	1,50	10	22	0,90	29	1,00	60	LK110
1014	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	1,00	50-54	1,50	10	24	0,90	29	1,00	60	LK110
1015	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	1,00	50-54	1,50	10	26	0,90	29	1,00	60	LK110
1016	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	20	0,90	29	1,00	60	LK110
1017	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	22	1,50	29	1,00	60	LK110
1018	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	24	1,50	29	1,00	60	LK110
1019	Schnee + Wind von West (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	26	1,50	29	1,00	60	LK110
1020	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	23	28	1,00	29	1,00	60	LK110
1021	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	25	28	1,00	60			LK110
1022	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	27	28	1,50	60			LK110
1023	Wind von West (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	21	28	1,50	60			LK110
1024	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	22	0,90	29	0,90	81	LK110
1025	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	24	0,90	29	0,90	81	LK110
1026	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	26	0,90	29	0,90	81	LK110
1027	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	20	0,90	29	0,90	81	LK110
1028	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	22	0,90	29	0,90	80	LK110
1029	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	24	0,90	29	0,90	80	LK110
1030	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	26	0,90	29	0,90	80	LK110
1031	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	20	0,90	29	0,90	80	LK110
1032	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	23	28	1,50	80	1,00	60	LK110
1033	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	25	28	1,50	80	1,00	60	LK110
1034	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	27	28	1,50	80	1,00	60	LK110
1035	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	21	28	1,50	80	1,00	60	LK110

Tab. B.2: ULS Lastkombinationen 210–235 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = 0$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF
210	Eigengewicht	1,35	1-6	1,00	50-54	1,00	61	1,00	61	
211	Schnee alleine	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90
212	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90
213	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90
214	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90
215	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	22	1,50
216	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	24	1,50
217	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	26	1,50
218	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	20	1,50
219	Schnee + Wind von West (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	28	1,50
220	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	1,00
221	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	1,00
222	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	1,00
223	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	1,00
224	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90
225	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90
226	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90
227	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90
228	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90
229	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90
230	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90
231	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90
232	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	0,90
233	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	0,90
234	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	0,90
235	Wind von West (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	0,90

Tab. B.3: ULS Lastkombinationen 1210–1235 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = \infty$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	AD
1210	Eigengewicht	1,35	1,00	60	1,00	60						LK310
1211	Schnee alleine	1,35	1,00	50-54	1,50	10	1,00	60				LK310
1212	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	1,00	LK310
1213	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	1,00	LK310
1214	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	1,00	LK310
1215	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	1,00	LK310
1216	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	1,50	22	1,50	29	1,00	LK310
1217	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	1,50	24	1,50	29	1,00	LK310
1218	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	1,50	26	1,50	29	1,00	LK310
1219	Schnee + Wind von West (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	1,50	20	1,50	29	1,00	LK310
1220	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	1,00	60		LK310
1221	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	1,00	60		LK310
1222	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	1,00	60		LK310
1223	Wind von West (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	1,00	60		LK310
1224	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	0,90	60
1225	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	0,90	60
1226	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	0,90	60
1227	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	0,90	60
1228	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	0,90	60
1229	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	0,90	60
1230	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	0,90	60
1231	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	0,90	60
1232	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	0,90	80	1,00	LK310
1233	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	0,90	80	1,00	LK310
1234	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	0,90	80	1,00	LK310
1235	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	0,90	80	1,00	LK310

Tab. B.4: ULS Lastkombinationen 410–435 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = 0$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF
410	Eigengewicht	1,35	1-6	1,00	50-54	1,00	62	1,00	62	0,90	29	1,00	62
411	Schnee alleine	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	1,00	62
412	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	1,00	62
413	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	1,00	62
414	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	1,00	62
415	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	1,00	62
416	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	24	1,50	29	1,00	62
417	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	26	1,50	29	1,00	62
418	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	20	1,50	29	1,00	62
419	Schnee + Wind von West (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	28	1,50	29	1,00	62
220	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	0,90	28	0,90	29	0,90	81
421	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	0,90	28	0,90	29	0,90	81
422	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	0,90	28	0,90	29	0,90	81
423	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	0,90	28	0,90	29	0,90	81
424	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	0,90	81
425	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	0,90	81
426	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	0,90	81
427	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	0,90	81
428	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	0,90	80
429	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	0,90	80
430	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	0,90	80
231	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	0,90	80
432	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	0,90	28	0,90	80	1,00	62
433	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	0,90	28	0,90	80	1,00	62
434	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	0,90	28	0,90	80	1,00	62
435	Wind von West (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	0,90	28	0,90	80	1,00	62

Tab. B.5: ULS Lastkombinationen 1410–1435 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = \infty$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	AD
1410	Eigengewicht	1,35	1-6	1,00	60	1,00	60	1,00	60			LK510
1411	Schnee alleine	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	1,00	60			LK510
1412	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	29	1,00	60	LK510
1413	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	29	1,00	60	LK510
1414	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	29	1,00	60	LK510
1415	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	29	1,00	60	LK510
1416	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	29	1,00	60	LK510
1417	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	29	1,00	60	LK510
1418	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	29	1,00	60	LK510
1419	Schnee + Wind von West (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	29	1,00	60	LK510
1420	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	1,00	60	LK510
1421	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	1,00	60	LK510
1422	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	1,00	60	LK510
1423	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	1,00	60	LK510
1424	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	81	LK510
1425	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	81	LK510
1426	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	81	LK510
1427	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	81	LK510
1428	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	80	LK510
1429	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	80	LK510
1430	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	80	LK510
1431	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	80	LK510
1432	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	0,90	60	LK510
1433	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	0,90	60	LK510
1434	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	0,90	60	LK510
1435	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	0,90	60	LK510

Tab. B.6: ULS Lastkombinationen 610–635 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = 0$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF
610	Eigengewicht	1,35	1-6	1,00	50-54	1,00	63	1,00	63	0,90	29	1,00	63
611	Schnee alleine	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	1,00	63
612	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	1,00	63
613	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	1,00	63
614	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	1,00	63
615	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	0,90	22	0,90	29	1,00	63
616	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	24	1,50	29	1,00	63
617	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	26	1,50	29	1,00	63
618	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	20	1,50	29	1,00	63
619	Schnee + Wind von West (leitend)	1,35	1-6	1,00	50-54	0,75	10	1,50	28	1,50	29	1,00	63
620	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	0,90	28	0,90	29	0,90	81
621	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	0,90	28	0,90	29	0,90	81
622	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	0,90	28	0,90	29	0,90	81
623	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	1,00	63	1,00	63
624	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	0,90	81
625	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	0,90	81
626	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	0,90	81
627	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{max}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	0,90	81
628	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	0,90	80
629	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	0,90	80
630	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	0,90	80
631	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{min}	1,35	1-6	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	0,90	80
632	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	0,90	80	1,00	63
633	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	0,90	80	1,00	63
634	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	0,90	80	1,00	63
635	Wind von West (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	0,90	80	1,00	63

Tab. B.7: ULS Lastkombinationen 1610–1635 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = \infty$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	AD
1610	Eigengewicht	1,35	1,00	60	1,00	60						LK710
1611	Schnee alleine	1,35	1,00	50-54	1,50	10	1,00	60				LK710
1612	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	1,00	LK710
1613	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	1,00	LK710
1614	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	1,00	LK710
1615	Schnee (leitend) + Wind von West	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	1,00	LK710
1616	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	1,50	22	1,50	29	1,00	LK710
1617	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	1,50	24	1,50	29	1,00	LK710
1618	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	1,50	26	1,50	29	1,00	LK710
1619	Schnee + Wind von West (leitend)	1,35	1,00	50-54	0,75	10	1,50	20	1,50	29	1,00	LK710
1620	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	1,00	60		LK710
1621	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	1,00	60		LK710
1622	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	1,00	60		LK710
1623	Wind von West (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	1,00	60		LK710
1624	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	0,90	60
1625	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	0,90	60
1626	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	0,90	60
1627	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	0,90	60
1628	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	22	0,90	29	0,90	60
1629	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	24	0,90	29	0,90	60
1630	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	26	0,90	29	0,90	60
1631	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,35	1,00	50-54	1,50	10	0,90	20	0,90	29	0,90	60
1632	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	23	1,50	28	0,90	80	1,00	LK710
1633	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	25	1,50	28	0,90	80	1,00	LK710
1634	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	27	1,50	28	0,90	80	1,00	LK710
1635	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1,00	50-54	1,50	21	1,50	28	0,90	80	1,00	LK710

Anhang C

Lastkombinationen SLS

Tab. C.1: SLS Lastkombinationen 1110–1135 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = \infty$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	AD
1110	Eigengewicht	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	60	1,00	60			LK110
1111	Schnee alleine	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	1,00	10			LK110
1112	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK110
1113	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK110
1114	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK110
1115	Schnee (leitend) + Wind von West	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK110
1116	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	22	1,00	29	LK110
1117	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	24	1,00	29	LK110
1118	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	26	1,00	29	LK110
1119	Schnee + Wind von West (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	20	1,00	29	LK110
1120	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	1,00	60	LK110
1121	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	1,00	60	LK110
1122	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	1,00	60	LK110
1123	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	1,00	60	LK110
1124	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK110
1125	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK110
1126	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK110
1127	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK110
1128	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK110
1129	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK110
1130	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK110
1131	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK110
1132	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	0,60	80	LK110
1133	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	0,60	80	LK110
1134	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	0,60	80	LK110
1135	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	0,60	80	LK110

Tab. C.2: SLS Lastkombinationen 310–335 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = 0$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF
310	Eigengewicht	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	61	1,00	61	
311	Schnee alleine	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	29
312	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	29
313	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	29
314	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	29
315	Schnee (leitend) + Wind von West	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	29
316	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	24	29
317	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	26	29
318	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	20	29
319	Schnee + Wind von West (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	28	29
320	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	61
321	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	61
322	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	61
323	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	61
324	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	29
325	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	29
326	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	29
327	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	29
328	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	29
329	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	29
330	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	29
331	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	29
332	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	80
333	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	80
334	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	80
335	Wind von West (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	80

Tab. C.3: SLS Lastkombinationen 1310–1335 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = \infty$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	AD
1310	Eigengewicht	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	60					LK310
1311	Schnee alleine	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10					LK310
1312	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10					LK310
1313	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10					LK310
1314	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10					LK310
1315	Schnee (leitend) + Wind von West	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10					LK310
1316	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10					LK310
1317	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10					LK310
1318	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10					LK310
1319	Schnee + Wind von West (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10					LK310
1320	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23					LK310
1321	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25					LK310
1322	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27					LK310
1323	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21					LK310
1324	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10			0,60	29	LK310
1325	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10			0,60	29	LK310
1326	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10			0,60	29	LK310
1327	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10			0,60	29	LK310
1328	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10			0,60	29	LK310
1329	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10			0,60	29	LK310
1330	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10			0,60	29	LK310
1331	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10			0,60	29	LK310
1332	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23			0,60	80	LK310
1333	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25			0,60	80	LK310
1334	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27			0,60	80	LK310
1335	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21			0,60	80	LK310

Tab. C.5: SLS Lastkombinationen 1510–1535 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = \infty$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	AD
1510	Eigengewicht	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	60	1,00	60			LK510
1511	Schnee alleine	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	1,00	10			LK510
1512	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK510
1513	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK510
1514	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK510
1515	Schnee (leitend) + Wind von West	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK510
1516	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	22	1,00	29	LK510
1517	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	24	1,00	29	LK510
1518	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	26	1,00	29	LK510
1519	Schnee + Wind von West (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	20	1,00	29	LK510
1520	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	1,00	60	LK510
1521	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	1,00	60	LK510
1522	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	1,00	60	LK510
1523	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	1,00	60	LK510
1524	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK510
1525	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK510
1526	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK510
1527	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK510
1528	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK510
1529	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK510
1530	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK510
1531	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK510
1532	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	0,60	80	LK510
1533	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	0,60	80	LK510
1534	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	0,60	80	LK510
1535	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	0,60	80	LK510

Tab. C.6: SLS Lastkombinationen 710–735 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = 0$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF
710	Eigengewicht	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	63	1,00	63	
711	Schnee alleine	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60
712	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60
713	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60
714	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60
715	Schnee (leitend) + Wind von West	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60
716	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	24	1,00
717	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	26	1,00
718	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	20	1,00
719	Schnee + Wind von West (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	28	1,00
720	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	1,00
721	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	1,00
722	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	1,00
723	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	1,00
724	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60
725	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60
726	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60
727	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60
728	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60
729	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60
730	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60
731	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60
732	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	0,60
733	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	0,60
734	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	0,60
735	Wind von West (leitend) + ΔT_{min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	0,60

Tab. C.7: SLS Lastkombinationen 1710–1735 nach Theorie II. Ordnung für den Zeitpunkt $t = \infty$

LK	Beschreibung	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	LF	AD
1710	Eigengewicht	1,00	1-6	1,00	60	1,00	60	1,00	60			LK710
1711	Schnee alleine	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	1,00	10			LK710
1712	Schnee (leitend) + Wind von Nord	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK710
1713	Schnee (leitend) + Wind von Ost	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK710
1714	Schnee (leitend) + Wind von Süd	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK710
1715	Schnee (leitend) + Wind von West	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK710
1716	Schnee + Wind von Nord (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	22	1,00	29	LK710
1717	Schnee + Wind von Ost (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	24	1,00	29	LK710
1718	Schnee + Wind von Süd (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	26	1,00	29	LK710
1719	Schnee + Wind von West (leitend)	1,00	1-6	1,00	50-54	0,50	10	1,00	20	1,00	29	LK710
1720	Wind von Nord (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	1,00	60	LK710
1721	Wind von Ost (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	1,00	60	LK710
1722	Wind von Süd (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	1,00	60	LK710
1723	Wind von West (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	1,00	60	LK710
1724	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK710
1725	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK710
1726	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK710
1727	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\max}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK710
1728	Schnee (leitend) + Wind von Nord + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	22	0,60	29	LK710
1729	Schnee (leitend) + Wind von Ost + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	24	0,60	29	LK710
1730	Schnee (leitend) + Wind von Süd + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	26	0,60	29	LK710
1731	Schnee (leitend) + Wind von West + ΔT_{\min}	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	10	0,60	20	0,60	29	LK710
1732	Wind von Nord (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	23	1,00	28	0,60	80	LK710
1733	Wind von Ost (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	25	1,00	28	0,60	80	LK710
1734	Wind von Süd (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	27	1,00	28	0,60	80	LK710
1735	Wind von West (leitend) + ΔT_{\min} (Abheben)	1,00	1-6	1,00	50-54	1,00	21	1,00	28	0,60	80	LK710

Anhang D

Stiftförmige Verbindung der OSB-Platten an die Unterkonstruktion

Nutzungsklasse NKL	2			
Lasteinwirkungsdauer KLED	kurz/sehr kurz			
k_{mod}	0.9			Mittelwert aus beiden Werkstoffen (1.0 und 0.8)
Nägels				
Nageldurchmesser d	3.8	mm		
Länge des Nagels	90	mm		
Zugfestigkeit f_u	600	N/mm ²		
char. Fließmoment $M_{y,Rk}$	5790.4	Nmm		<i>für runde Nägel mit einer Mindestzugfestigkeit von 600 N/mm²</i>
OSB				
Plattendicke t_1	30	mm		
char. Lochleibungsfestigkeit $f_{h,1,k}$	44.3	N/mm ²	NA	
char. Wert der Rohdichte von OSB ρ_k	550.0	kg/m ³		
mittlere Rohdichte von OSB ρ_{mean}	632.5	kg/m ³	NA	
Holzquerschnitt				
char. Wert der Rohdichte des Holzes ρ_k	365	kg/m ³		
mittlere Rohdichte vom Holz ρ_{mean}	400	kg/m ³		
Höhe h	340	mm		
Einbindetiefe t_2	60	mm		
char. Lochleibungsfestigkeit $f_{h,2,k}$	20.1	N/mm ²		<i>nicht vorgebohrte Löcher</i>
einschnittige Holzwerkstoff-Holz-Verbindung				
Lochleibungsverhältnis β	0.45			
8.6 - a)	5051.6	N		
8.6 - b)	4572.0	N		
8.6 - c)	1959.4	N		
8.6 - d)	1656.2	N		
8.6 - e)	1892.4	N		
8.6 - f)	1267.6	N		
char. Tragfähigkeit je Scherfuge und Nagel $F_{v,Rk}$	1268	N		
Teilsicherheitsbeiwert Verbindungsmittel γ_M	1.3			
Tragfähigkeit je Scherfuge und Nagel $F_{v,Rd}$	878	N		
Tragfähigkeit je Laufmeter bei 18 STK/m	15.8	kN/m		
Tragfähigkeit je Laufmeter bei 36 STK/m	31.6	kN/m		
Tragfähigkeit je Laufmeter bei 54 STK/m	47.4	kN/m		
mittlere Rohdichte beider Holzwerkstoffe ρ_{mean}	503	kg/m ³		
K_{ser} je Nagel	1094	kN/m		
K_{ser} je Laufmeter bei 18 STK/m	19693	kN/m ²		<i>wird in RFEM berücksichtigt</i>
K_{ser} je Laufmeter bei 36 STK/m	39387	kN/m ²		<i>wird in RFEM berücksichtigt</i>
K_{ser} je Laufmeter bei 54 STK/m	59080	kN/m ²		<i>wird in RFEM berücksichtigt</i>

Abb. D.1: Berechnung einer einschnittigen Verbindung der OSB-Platten an die Unterkonstruktion als Vernagelung gemäß EC5-1-1 [46] durch Nägel 3,8 x 90 mm (Die Berechnung wurde in einem Tabellenkalkulationsprogramm durchgeführt)

Nutzungsstufe NKL	2			
Lasteinwirkungsdauer LED	kurz/sehr kurz			
k_{mod}	0.9			Mittelwert aus beiden Werkstoffen (1.0 und 0.8)
Klammer				
Klammerdurchmesser d	1.8	mm		<i>Klammerquerschnitt 1,7 x 1,9 mm</i>
Länge der Klammer	70	mm		
Zugfestigkeit f_u	800	N/mm ²		
char. Fließmoment $M_{y,Rk}$	874.8	Nmm		<i>für Klammern mit einer Mindestzugfestigkeit von 800 N/mm²</i>
OSB				
Plattendicke t_1	30	mm		
char. Lochleibungsfestigkeit $f_{h,1,k}$	69.4	N/mm ²	NA	
char. Wert der Rohdichte von OSB ρ_k	550.0	kg/m ³		
mittlere Rohdichte von OSB ρ_{mean}	632.5	kg/m ³	NA	
Holzquerschnitt				
char. Wert der Rohdichte des Holzes ρ_k	365	kg/m ³		
mittlere Rohdichte vom Holz ρ_{mean}	400	kg/m ³		
Höhe h	340	mm		
Einbindetiefe t_2	40	mm		
char. Lochleibungsfestigkeit $f_{h,2,k}$	25.1	N/mm ²		<i>nicht vorgebohrte Löcher</i>
einschnittige Holzwerkstoff-Holz-Verbindung				
Lochleibungsverhältnis β	0.36			
	8.6 - a)	7493.0	N	
	8.6 - b)	3613.2	N	
	8.6 - c)	2143.3	N	
	8.6 - d)	2145.7	N	
	8.6 - e)	1486.7	N	
	8.6 - f)	783.6	N	
char. Tragfähigkeit je Scherfuge und Klammer $F_{v,Rk}$	784	N		
Teilsicherheitsbeiwert Verbindungsmittel γ_M	1.3			
Tragfähigkeit je Scherfuge und Klammer $F_{v,Rd}$	542	N		
Tragfähigkeit je Laufmeter bei 15 STK/m	8.14	kN/m		
mittlere Rohdichte beider Holzwerkstoffe ρ_{mean}	503	kg/m ³		
K_{ser} je Klammer	226	kN/m		
K_{ser} je Laufmeter	3385	kN/m ²		<i>wird in RFEM berücksichtigt</i>

Abb. D.2: Berechnung einer einschnittigen Verbindung der OSB-Platten an die Unterkonstruktion als Vernagelung gemäß EC5-1-1 [46] durch Klammern mit einer Drahtstärke von 1,7 mm x 1,9 mm und einer Länge von 70 mm (Die Berechnung wurde in einem Tabellenkalkulationsprogramm durchgeführt)