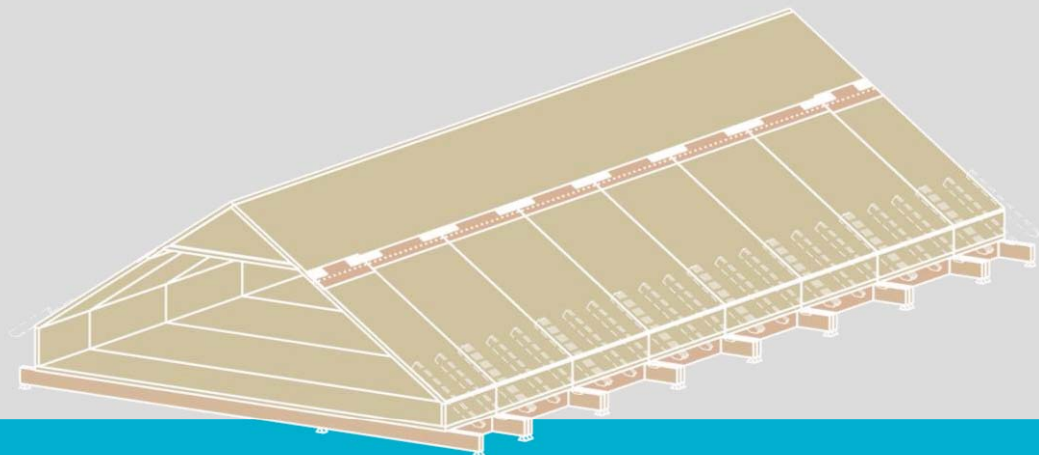


Verdichtungskonzepte mit BSP-Raumzellen in urbanen Entwicklungszonen

M-4-07/2020



Dominik Matzler
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz



Dominik Matzler, BSc.

Verdichtungskonzepte mit BSP-Raumzellen in urbanen Entwicklungszonen

MASTERARBEIT

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

Eingereicht an der
Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Dipl.-Ing. Konstantin Ganster
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Ringhofer
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Graz, Juni 2020

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG AFFIDAVIT

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

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

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer, Leiter des Institutes für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, bedanken, der mir dieses Thema der Arbeit vorschlug und mir die Durchführung dieser ermöglichte. Herzlichen Dank für die abschließende Begutachtung meiner Arbeit.

Herrn Dipl.-Ing. Konstantin Ganster gebührt ein großer Dank für sein offenes Ohr, der gründlichen Korrekturen und Ratschläge.

Ein ganz besonderer Dank gilt Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Ringhofer für die ermutigenden und motivierenden Gespräche.

Bei meinen Studienkollegen und Freunde Daniel, Franz, Stefan, Moritz, Phillipp, Armin und alle, die ich vergessen habe, möchte ich mich für die unvergessliche Studienzeit bedanken.

Zu guter Letzt möchte ich mich bei meinen Eltern Annemarie und Walter bedanken, die mir das Studium ermöglicht haben und meinem Bruder Mathias. Danke, dass ihr mich in jeder Situation unterstützt und begleitet habt.

Kurzfassung

Steigende Mieten für Wohnungen bei nicht äquivalent steigendem Einkommen und eine Zuwanderung aus der Peripherie in die Stadt fordern ein Umdenken zur Schaffung von Wohnraum im infrastrukturell bereits bestens erschlossenen innerstädtischen Raum. Dieser Wohnraum sollte ressourcenschonend und hochwertig geschaffen werden und gleichzeitig leistbar bleiben [1]. Im Rahmen dieser Masterarbeit werden Lösungsvorschläge am Beispiel der Stadt Graz ausgearbeitet, um Altbaubestände durch modularen Holzbau vertikal zu verdichten.

Bevor auf diese Lösungsvorschläge eingegangen wird, soll das Verdichtungspotenzial durch Nutzung des Grazer Dachraumes in Bezug auf die gegenwärtige Rechtslage sowie den Ist-Zustand der Grazer Dachkonstruktionen-recherchiert und beschrieben werden.

Im Hauptabschnitt wurde auf Grund der vorliegenden Bauaufnahme von dem Gartentrakt der Alten Technik, einem Gebäude der Technischen Universität Graz, der Lösungsvorschlag „Faltwerkkonstruktion“ in Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz statisch konstruktiv untersucht. Diese Konstruktion wird mit Hilfe eines Finite-Elemente-Programmes berechnet sowie die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit (SLS) erbracht. Hauptaugenmerk wurde dabei auf die Nachweisführung der Faltwerkskanten unter Verwendung von ingenieur- und zimmermannsmäßigen Verbindungen gelegt.

Zurückblickend ist festzuhalten, dass diese beschriebene Faltwerk-Lösung ein für geeignet befundener Lösungsvorschlag zur Dachverdichtung von Gründerzeitblöcke darstellt, wobei noch eine detailliertere Betrachtung des Mauerwerks erforderlich ist, da die vorliegenden Daten nicht ausreichend sind.

Vorweg ist zu erwähnen, dass Kapitel 1 bis 4 und Kapitel 6-1.1 im Zuge dieser Masterarbeit in einem Zwischenbericht „Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau“ [2] veröffentlicht wurden. Auf Grund der Formatierung wird in weiterer Folge auf die Zitierung verzichtet.

Abstract

Rising rents for flats with no equivalent increase in income and migration from the periphery into the city are calling for a rethink of the creation of living situations in the inner-city area that already has an excellent infrastructure. This living situation should be created in a resource-friendly and high-quality manner and at the same time remain affordable [1]. In the context of this master thesis, suggestions will be worked out using the example of the city of Graz, in order to vertically densify old buildings by using modular timber construction.

Before these suggestions are discussed, the potential for densification by using roof space in Graz, the current legal situation and the actual state of the construction of the roofs in Graz will be researched and described.

In the main chapter, based on the present building survey of the garden wing, the old campus of Graz University of Technology, the proposed solution "folded construction" in solid wood construction with cross laminated timber (CLT) was structurally analysed. This construction is calculated with the help of a finite element software and the required proofs concerning ultimate limit state (ULS) and serviceability limit state (SLS) are presented. The focus lies on the verification of folded edges using engineering and carpenters' connections.

In hindsight, it can be said that this "folded structure" represents a solution proposal for the redensification of the Wilhelminian style blocks, whereby a more detailed analysis of the masonry is still required due to the insufficient data.

Beforehand, it should be mentioned that chapters 1 to 4 and 6-1.1 were published in the course of this master thesis in an interim report „Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau“ [2]. In the following the citation is omitted for formatting reasons.

Inhaltsverzeichnis

KAPITEL 1: AKTUELLES ZUR STADTVERDICHTUNG	3
1-1 Verdichtungsmöglichkeiten im Vergleich	3
1-1.1 Horizontale Verdichtungsformen	4
1-1.2 Vertikale Verdichtungsmöglichkeiten	6
1-2 Die Aufstockung	7
1-3 Quantitatives Potenzial	9
KAPITEL 2: RECHTLICHE RAHMENBEDINGUNGEN	11
2-1 Generelle, rechtliche Rahmenbedingungen für die Dachverdichtung von Altbaubeständen	12
2-2 Altbaubestände in Schutzgebieten bzw. schutzwürdige Bauwerke	12
2-2.1 Grazer Altstadterhaltungsgesetz (GAEG) 2008 [8]	12
2-2.2 Bauwerke, welche unter Denkmalschutz gestellt wurden (Unterschutzstellung)	15
KAPITEL 3: BAUAUFNAHMEN	16
3-1 Methodik	19
3-1.1 Klassifizierung historischer Dachstühle	19
3-1.2 Zustandsbeurteilung	20
3-2 Parteienhaus (Sporgasse 16) [14]	22
3-2.1 Tragwerksbeschreibung	22
3-2.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	22
3-3 Ferdinandeum (Färbergasse 11) [14]	24
3-3.1 Tragwerksbeschreibung	24
3-3.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	25
3-4 Franziskanerkloster (Franziskanerplatz 14) [14]	27
3-4.1 Tragwerksbeschreibung	27
3-4.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	27
3-5 Schloss Eggenberg (Eggenberger Allee 90) [14]	29
3-5.1 Tragwerksbeschreibung	29
3-5.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	29
3-6 Zeughaus (Herrengasse 16) [14]	31
3-6.1 Tragwerksbeschreibung	31
3-6.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	31
3-7 Parteienhaus (Hofgasse 10 a) [14]	34
3-7.1 Tragwerksbeschreibung	34
3-7.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	34
3-8 Musikuniversität (Hofgasse 10) [14]	36
3-8.1 Tragwerksbeschreibung	36
3-8.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	36
3-9 Alte Universität (Hofgasse 14) [14]	38
3-9.1 Tragwerksbeschreibung	38
3-9.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	38
3-10 Franziskanerkirche (Franziskanerplatz 14) [14]	40
3-10.1 Tragwerksbeschreibung	40
3-10.2 Schadenerfassung und Schadensanalyse	40
3-11 Palais Herberstein (Sackstraße 16) [14]	43

3-11.1	Tragwerksbeschreibung	43
3-11.2	Schadenserfassung und Schadensanalyse	45
3-12	Landwirtschaftliche Fachschule Grottenhof (Krottendorfer Straße 110) [27]	49
3-12.1	Tragwerksbeschreibung	49
3-12.2	Schadenserfassung und Schadensanalyse	49
3-13	Technische Universität Graz - „Alte Technik“ (Rechbauerstraße 12)	51
3-13.1	Tragwerksbeschreibung	51
3-13.2	Schadenserfassung und Schadensanalyse	51
3-14	Technische Universität Graz – Verwaltung (Mandellstraße 9) [29]	53
3-14.1	Tragwerksbeschreibung	53
3-14.2	Schadenserfassung und Schadensanalyse	53
3-15	Andräschnule Graz (Kernstockgasse 1) [30]	55
3-15.1	Tragwerksbeschreibung	55
3-15.2	Schadenserfassung und Schadensanalyse	55
3-16	VS Brockmannngasse (Brockmannngasse 119) [30]	56
3-16.1	Tragwerksbeschreibung	56
3-16.2	Schadenserfassung und Schadensanalyse	56
3-17	Ergebnisse	57
KAPITEL 4: VERDICHTUNG DURCH MODULAREN HOLZBAU		58
4-1	Allgemeines zum modularen Holzbau	58
4-1.1	Einstieg	58
4-1.2	Eigenschaften	58
4-1.3	Raumzellenbauweise	59
4-1.4	Vorfertigung	60
4-1.5	Transport	63
4-1.6	Montage	64
4-1.7	Rückbaubarkeit	65
4-1.8	Vor- und Nachteile der Raumzellenbauweise	66
4-2	Verdichtungskonzepte	68
4-2.1	Vertikale Verdichtung durch vorgefertigte Elemente	69
4-2.2	Verdichtung durch vorgefertigte Raumzellen	71
KAPITEL 5: STATISCHE BERECHNUNG „FALTWERK-LÖSUNG“		82
5-1	Einführung	82
5-1.1	Begriffsbezeichnung	84
5-1.2	Randbedingungen und Leitdetails	85
5-1.3	Geometrie	89
5-1.4	Verwendete Holzwerkstoffe	91
5-2	Lastenannahme	92
5-2.1	Ständige Einwirkungen	92
5-2.2	Veränderliche Einwirkungen	94
5-2.3	Außergewöhnliche Bemessungssituation	98
5-3	Lastfälle und Lastfallkombinationen	102
5-3.1	Lastfälle	102
5-3.2	Lastfallkombinationen	102
5-4	Modellbildung und Nachweisverfahren	103
5-4.1	Brettsperholz	103
5-4.2	Definition Steifigkeitseigenschaften	104

5-4.3	Lagerbedingungen	107
5-4.4	Grenzzustand der Tragfähigkeit	109
5-4.5	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	115
5-5	Bemessung und Ergebnisse	120
5-5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	120
5-5.2	Gebrauchstauglichkeit	123
5-6	Verbindungen und Details	128
5-6.1	Axial beanspruchte Verbindungsmittel	128
5-6.2	Lateral beanspruchte Verbindungsmittel	131
5-6.3	Verschiebemoduln von Verbindungsmittel	135
5-6.4	Verwendete Verbindungsmittel	136
5-6.5	Verbindungen Übersicht	137
5-6.6	Berechnung der Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel	138
5-6.7	Nachweis Verbindungen	169
5-7	Sonstige Nachweise	185
5-7.1	Theorie-Input Mauerwerk	185
5-7.2	Bemessungskonzept Sylomer® und Sylodyn®	188
5-7.3	Nachweise: Faltwerkträger	190
5-7.4	Nachweise: BSP/BSH – Rippendecke	193
KAPITEL 6: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK		197
6-1	Zusammenfassung	197
6-1.1	Zustand der ausgewählten Dachtragwerke der Grazer Dachlandschaft	197
6-1.2	Statische Berechnung des Verdichtungskonzeptes „Faltwerk-Lösung“ in BSP	198
6-2	Ausblick	199

KAPITEL 1: AKTUELLES ZUR STADTVERDICHTUNG

In diesem Kapitel wird auf die wissenschaftlichen Erkenntnisse für eine Verdichtung von aus Altbaubeständen (konkret: Gründerzeitblöcken) bestehenden Stadtteilen am Beispiel der Stadt Graz eingegangen. Bezüglich des daraus resultierenden Verdichtungspotentials befasste sich Frau DI Dr.techn. Ida Pirstinger im Zuge ihrer Dissertation „GRÜNDERZEITSTADT 2.1“ [3], auf welche die folgenden Überlegungen basieren.

1-1 VERDICHTUNGSMÖGLICHKEITEN IM VERGLEICH

In [3] wurden exemplarische Massenmodelle erarbeitet. Mit diesen wird versucht, abstrahierte Vergleichsmöglichkeiten zu schaffen, um positive und negative räumliche Auswirkungen darzustellen. Dabei gibt diese Art der Veranschaulichung Aufschluss auf viele positive und negative Einflussfaktoren, wie Belichtung, Enge, Weite, Höhe, Proportion und damit Nutzbarkeit und räumliche Tauglichkeit. Dabei werden die Verdichtungsformen grundsätzlich in zwei Gruppen gliedert:

- horizontale Verdichtungsformen
- vertikale Verdichtungsformen

Unter horizontaler Verdichtung wird eine Bebauung von Lücken verstanden. Unter vertikaler Verdichtung wird eine Aufstockung, aber auch das nachträgliche Füllen leerer Volumina (Dachbodenausbau) verstanden (vgl. [3] S.116f). Einleitend wird ein Beispiel der vertikalen Verdichtung in Abbildung 1.1 gezeigt.



Abbildung 1.1 *Dachlandschaft vorher und nachher (vgl.. [3] Abb.1)*

„Eine bauliche Nachverdichtung eines Wohnviertels bedeutet immer auch einen Umbau, einen Eingriff und eine Umformung der vorhandenen Siedlungsstruktur.“ (vgl. [3] S.116). Dabei sollte auf einen bestands- und nutzungsadäquaten Umgang achtgegeben werden. Das bedeutet, dass sich die Nachverdichtung nicht nur auf die neu zu schaffenden Volumina bezieht, sondern, dass auf die erhaltenswerten oder gar nachzuschärfenden Qualitäten Rücksicht genommen werden sollte.

1-1.1 HORIZONTALE VERDICHTUNGSFORMEN

In Abbildung 1.2 und Abbildung 1.3 sind Beispiele für eine horizontale Verdichtung angeführt, welche [3] entnommen wurden. Führt man sich die dargestellten Lösungsmöglichkeiten vor Augen, so haben diese eine Bebauung der Hofflächen gemeinsam. So wäre nach geltendem Regelwerk eine Nachverdichtung mit großer Dichte leicht erzielbar. Diese Möglichkeiten bieten eine Alternative zur Aufstockung der Gründerzeitblöcke und damit zum Erhalt der bestehenden Dachlandschaft. Demnach beziehen sich die Gebäudehöhen der zusätzlich hinzugefügten Baukörper auf den Bestand.

Jedoch wird bei einer genaueren Betrachtung ersichtlich, dass der Bestand in seiner Nutzung eingeschränkt wird. Dies betrifft nicht nur die Lichtverhältnisse Richtung ehemaligen Innenhof, sondern auch den Ausblick, welcher sich nur mehr auf Häuserfassaden im Abstand einer Gassenbreite beschränkt. Zudem geht auch die Wohnqualität, Bewegungsräume im Freien und die damit hausgebundenen Freizeitgestaltungsmöglichkeiten, durch die Bebauung der Grünflächen verloren. (vgl. [3] S.118-121)

Aufgrund der vorhin genannten Beeinträchtigungen des Bestandes und den unumgänglichen qualitativen Kompromissen wird an dieser Stelle auf die Volumenordnung der horizontalen Verdichtungsformen nicht weiter im Detail eingegangen. Für eine vertiefte Betrachtung wird auf [3], Kap. 5.1 verwiesen.

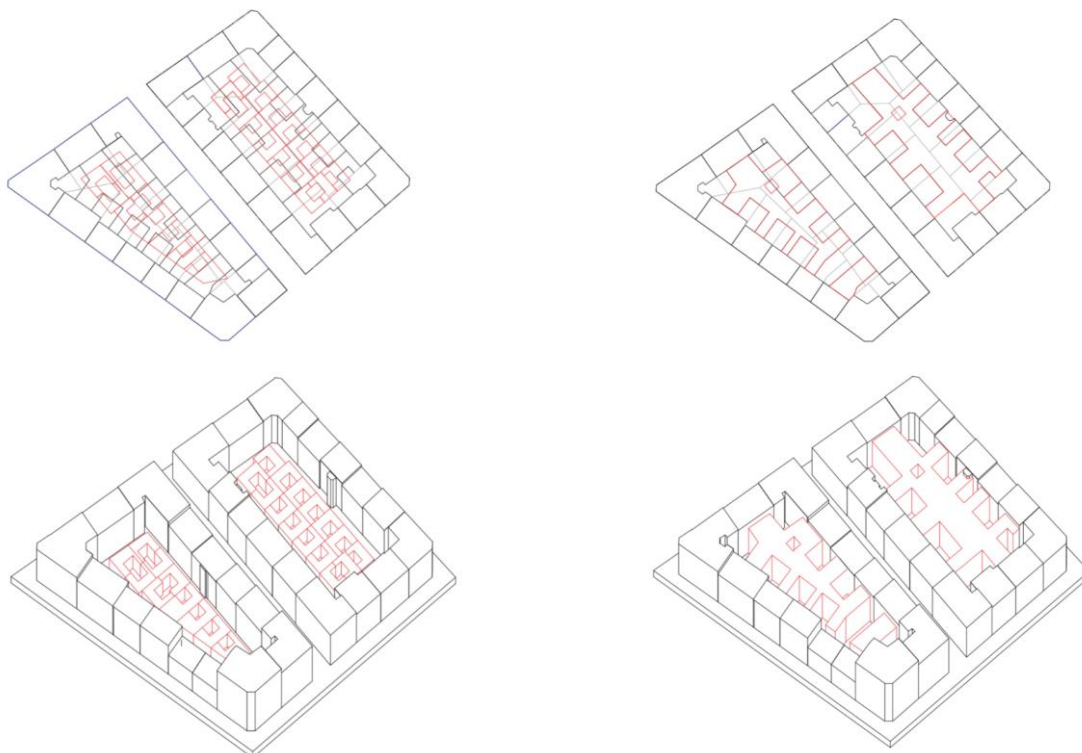


Abbildung 1.2 *horizontale Verdichtungsformen (vgl. [3] Abb. 79, 81)
 (links: Atriumhäuser, Quartiersdichte 1,55
 rechts: dichtest mögliche Blockauffüllung, Quartiersdichte 1,96)*

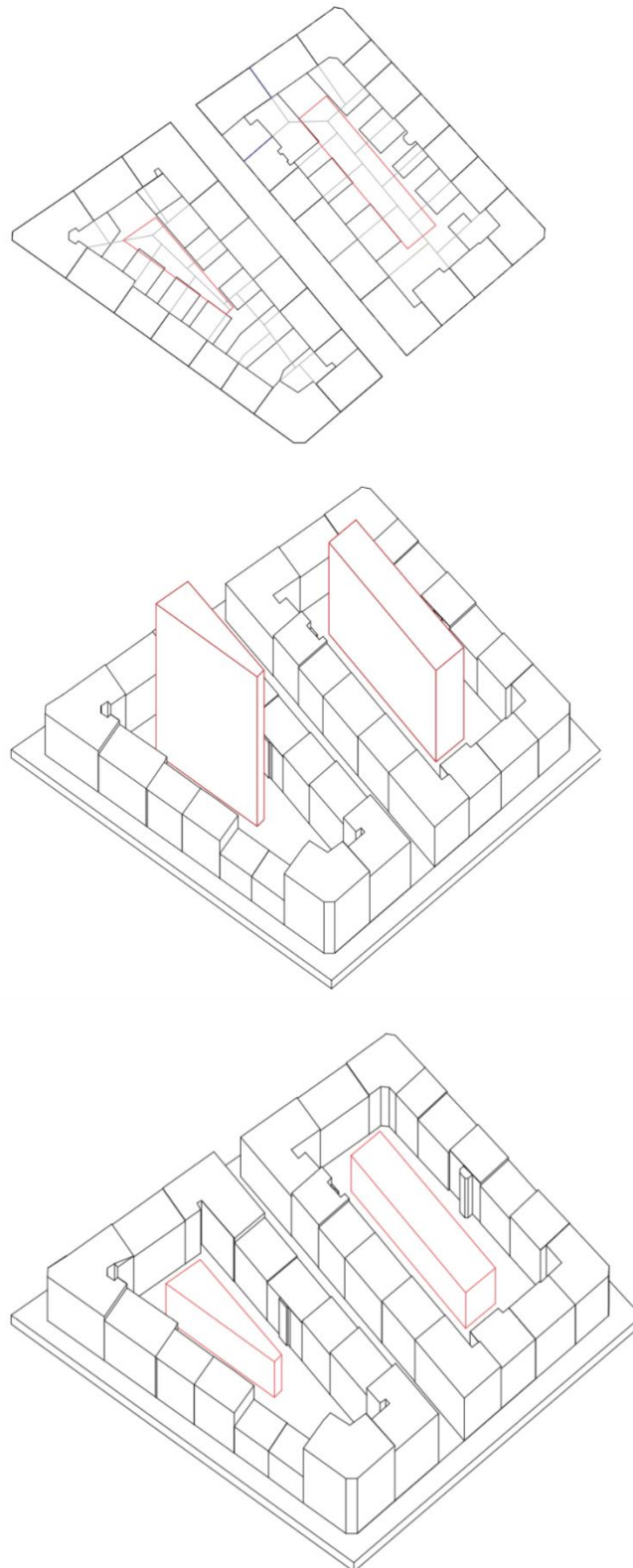


Abbildung 1.3 *horizontale Verdichtungsformen (vgl. [3] Abb. 82, 80)*
(oben: Punkthaus im Hof, Quartiersdichte 2,15
unten: traufhohe Hofverbauung, Quartiersdichte 1,55)

1-1.2 VERTIKALE VERDICHTUNGSMÖGLICHKEITEN

Strebt man die Erhaltung der Grünflächen und somit Erhaltung der Erholungsflächen innerhalb der Gründerzeitblöcke an, so ergibt sich das Verdichtungspotential durch konzentrierte Nutzung bereits bebauter Flächen. Lösungsansätze können durch Erhöhung der Geschosshöhen in punktuellen, linienförmigen oder umfassenden Bebauungen gefunden werden, vgl. Abbildung 1.4.

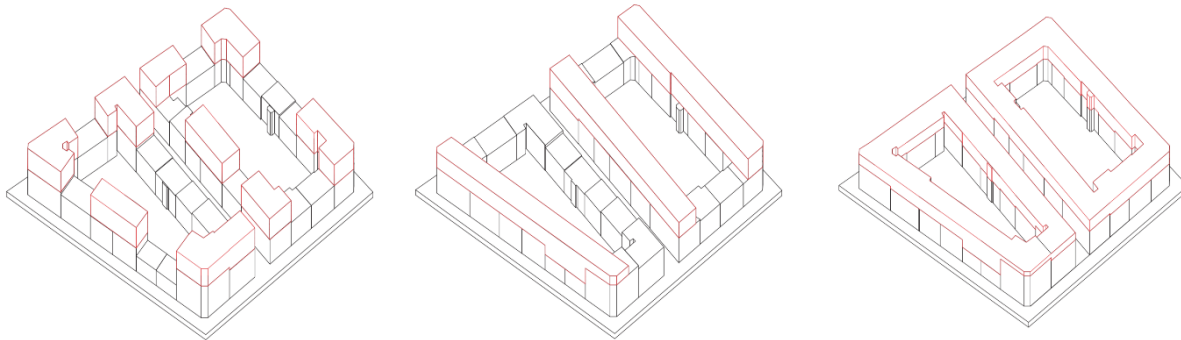


Abbildung 1.4 vertikale Verdichtungsvarianten (Quartiersdichte 2,15) (vgl. [3] Abb. 87, 86, 84)
 (links: Aufstockung in Türmen, mitte: Aufstockung in Zeilen,
 rechts: zweigeschossige Vollaufstockung)

Eine solche vertikale Nachverdichtungsvariante wäre somit der Ausbau der bestehenden Dachgeschosse. Soll die gegenwärtige Dachform nicht durchdrungen werden und auf Grund der in den Gründerzeitblöcken üblichen Dachneigungen von 30° bis 35°, wäre bei einem eingeschossigen Ausbau eine maximale Flächenausbeute von 70 % erzielbar. Ein mehrgeschossiger Ausbau ist aufgrund der geringen Trakttiefe und der nutzungsbedingten Höhen nicht der Regelfall. „Als Nachverdichtungsstrategie erweist sich der Dachbodenausbau [...] als ineffizient.“ (vgl. [3] S.122).

Die Vollaufstockung wäre eine weitere Verdichtungsmöglichkeit ohne große Eingriffe am Bestand. Dabei führt eine eingeschossige Vollaufstockung verglichen zum Dachbodenausbau zu einer Erweiterung der Flächenausbeute von 40 % [3].

„Die tatsächliche Höhenbegrenzung ergibt sich hinsichtlich Nutzbarkeit und Beeinträchtigung des Bestandes aus den vorhandenen Straßenbreiten und den Belichtungsregeln. Gelten im Grazer Gründerzeitbestand aufgrund seiner recht soliden Bauweise zweigeschossige Ausbauten in Leichtbauweise als statisch meist unproblematisch[...]. Der Erhalt der alten Dachlandschaft aus Steildächern ist nicht mehr möglich, sie ist bereits stark überformt. Jedoch bestehen alle Optionen zur Schaffung einer interessanten und sogar begehbaren neuen Dachlandschaft von hoher Wertigkeit.“ (vgl. [3] S.124)

Eine zweigeschossige Vollaufstockung über den gesamten Block würde die Nutzungseinschränkung des Bestandes gering und im Sinne des Gleichheitsgrundsatzes die Einschränkungen gleich gehalten werden. Im Vergleich zu Aufstockung in Zeilen (2x drei oder 1x viergeschossig) oder Türmen (viergeschossig über die Hälfte des Blocks) wäre somit diese Variante zu bevorzugen. Zudem kann die Vollaufstockung aus statischer Sicht positiver eingeschätzt werden, als eine viergeschossige Verdichtung mit Türmen bei gleicher Bauweise. (vgl. [3] S.122-126)

1-2 DIE AUFSTOCKUNG

Wird der Referenzblock von „Gründerzeitstadt 2.1“ [3] betrachtet (vgl. Abbildung 1.5), so ist eine Fragmentierung erkennbar. An jeder Grundgrenze befindet sich eine Feuermauer. Jedes Haus ist eigens mit einem Stiegenhaus und zahlreichen Kaminen erschlossen, welche heute nicht mehr gebraucht werden. Bei einer Aufstockung innerhalb der Grundgrenzen müssten in jedem Gebäude das Stiegenhaus vertikal erweitert und jedes Haus mit einem Aufzug erschlossen werden (16 Stück). Dies würde zu vergleichsweise hohen Baukosten führen, welche sich dementsprechend auf die Mietpreise auswirken würden [3].



Abbildung 1.5 Grazer Referenzblock mit Treppenhäusern und Feuermauern (vgl. [3] Abb. 122, eigene Bearbeitung)

Wird ein solcher Gründerzeitblock jedoch als ungeteiltes Ganzes betrachtet und die Aufstockung über die Parzellengrenzen hinweg, würde dies zu zahlreichen Synergien führen, vgl. Abbildung 1.6.

Eine wichtige Bedingung der Aufstockung ist der sparsame Umgang mit Eingriffen im Bestand (Vgl. [4] S.12). So könnte mit der vertikalen Erschließung viel ökonomischer umgegangen werden. Da eine barrierefreie Ausstattung der Bestandsgebäude viel zu aufwändig wäre, sind anstelle von 16 Aufzügen und Stiegenhäuser nur mehr 4-6 nötig.

Das würde bedeuten, dass die neuen Wohnungen erschließungstechnisch nicht in unmittelbarer Verbindung mit dem Bestandsgebäude stehen. Ein sparsamer Umgang mit der Erschließung käme auch dem Grundprinzip näher, leistbare Wohnungen zu schaffen.

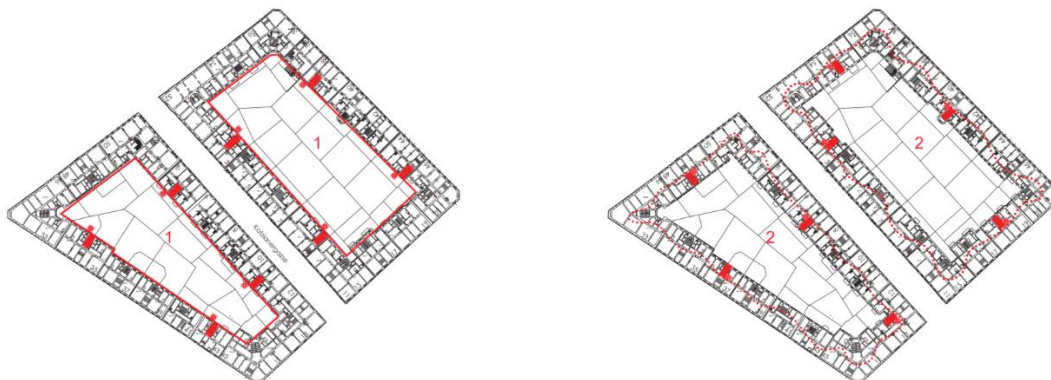


Abbildung 1.6 ökonomischer Umgang mit Erschließungsvarianten (vgl [3] Abb. 101)

Die unterschiedlichen Niveaus der obersten Geschossdecke der Grazer Gründerzeitblöcke werden bei genauer Betrachtung der Fassaden ersichtlich (siehe Abbildung 1.7) und würden im Fall einer Aufstockung die Vielfalt der Architektur fördern. Es muss bei der Planung geschickt mit verschiedenen Grundrissformen umgegangen werden, um die unterschiedlichen Wünsche und Bedürfnisse der Mieter zu erfüllen. Dadurch wäre eine variable Gestaltung von Mikrowohnungen bis hin zu solchen, welche Alternativen zu Einfamilienhäusern am Stadtrand darstellen, möglich.

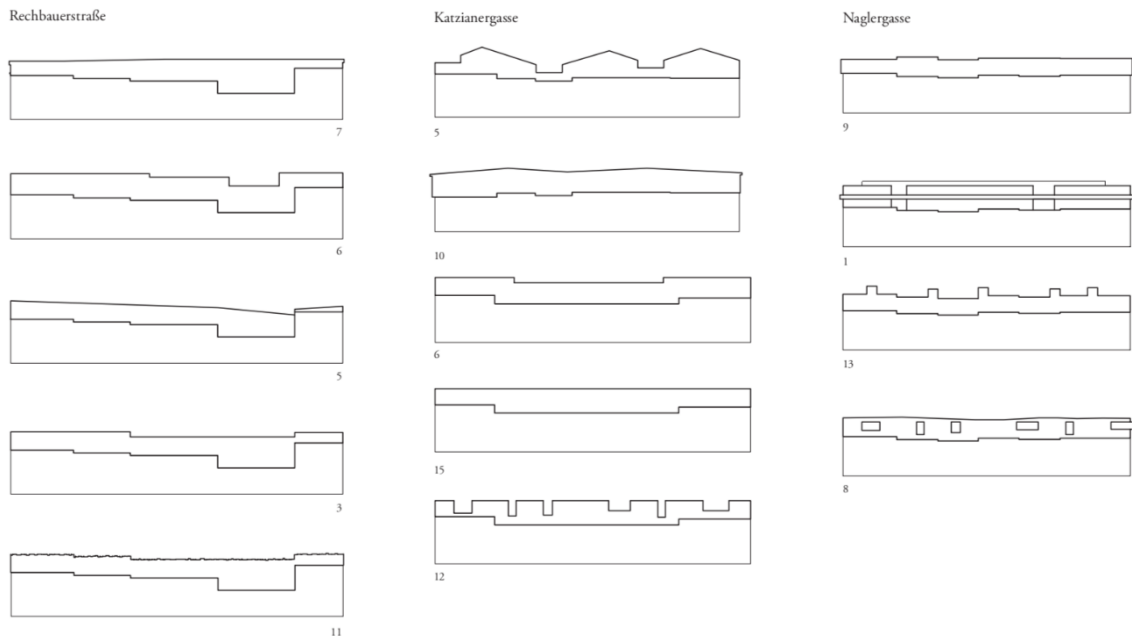


Abbildung 1.7 formale Vielfalt / Silhouetten (vgl. [3] Abb. 104)

„Offensichtlich verleitet das Bauen oberhalb der üblichen Sichtlinie dazu, sich Konventionen zu entziehen und Grenzen auszuloten. Die besondere originelle Lösung, die Schaffung von Unikaten und Prototypen, mag interessant und relevant sein, wo sie zu neuen Typen und formalen Strömungen führt, orientiert sich im praktischen Geschehen aber meist an aktuellen Moden und produziert dabei oft wirklich einfach nur „Parasiten“.“ (vgl. [3] S.167)

Dabei ist die Politik gefragt, um ein allgemein gültiges Regulativ zu schaffen, womit zeitgemäße Lösungsansätze entwickeln werden, damit die Aufstockung in Dialog mit dem Bestand treten kann, um damit schützenswerte Bestände zu erhalten. Es sollten Einzelfall-Entscheidungen vermieden werden. (vgl. [3] S.168). *„Im Idealfall entstehen dadurch keine oder kaum Beeinträchtigungen des Vorhandenen, sondern eher Synergien und sogar Verbesserungen.“ (vgl. [3] S.127)*

1-3 QUANTITATIVES POTENZIAL

In [3] wurde das Grazer Stadtgebiet analysiert, die geeigneten Blockstrukturen aufgezeichnet und nach ihrer Eignung und Potentialen untergliedert. Das Ergebnis dieser Arbeit liegt als Aufstockungskataster in Form von Übersichtsplänen aller zugehörigen Zahlenaufteilungen und Berechnungen als Nachschlagewerk in Anhang von [3] vor, siehe Abbildung 1.8.

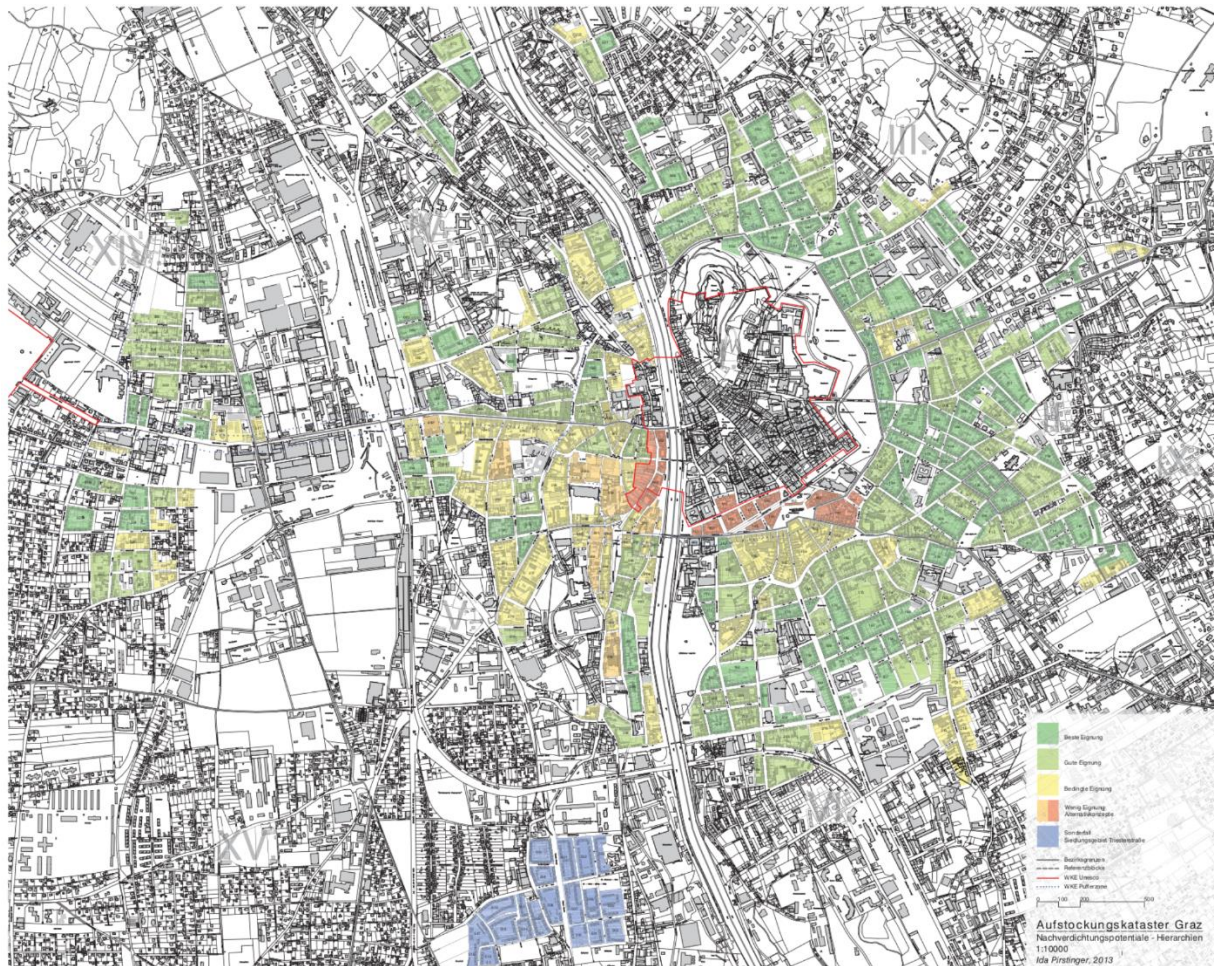


Abbildung 1.8 Aufstockungskataster Graz – Nachverdichtungspotentiale nach Hierarchien [3]

Zur einfachen Unterscheidung, wurde in [3] ein Farbcode verwendet, um die Eignung der Blöcke darzustellen:

Tabelle 1 verwendeter Farbcode in Aufstockungskataster (vgl. [3] Seite 211-215)

Dunkelgrün:	„[...] homogener bzw. nahezu homogener Block, der in allen Kriterien weitgehend dem Optimum zur Nachverdichtung“ entspricht.
Hellgrün:	„[Blöcke] die den Anforderungen weitgehend entsprechen, weil der Grundcharakter des Gründerzeitblocks klar ablesbar bzw. anwendbar ist [...]“.
Gelb:	„Hierbei handelt es sich um typologisch und baulich inhomogene Strukturen, oft in Arealen mit älterer als gründerzeitlicher Bebauung.“
Dunkelorange:	„Diese sind zwar in die umgebende Stadtstruktur eingebettet, verfügen aber über Eigenschaften, die sie für das besprochene Aufstockungsmodell unattraktiv oder gar untauglich machen“.
Blau:	„Einen eigenen Farbcode erhält das als Sonderfall behandelte Siedlungsgebiet Triesterstraße. Der verwendete Blauton markiert sowohl den Sonderfall als auch beste Eignung.“

Tabelle 2 Zusammenfassung der Aufstockungspotenziale „Gründerzeitstadt 2.1“ vgl. [3] 217-222

	dunkelgrün		hellgrün		gelb		orange		Σ Einwohner	Σ Einwohner Dichte 2.2
	EW	Fläche	EW	Fläche	EW	Fläche	EW	Fläche		
Innere Stadt (I.)	62	3 121	-	-	-	-	-	-	62	361
Geidorf (III.)	4 600	230 011	2 454	122 709	415	20 736	-	-	7 469	16 637
Leonhard (II.) / Waltendorf (IX.)	5 320	266 005	3 046	152 286	163	8 133	310	15 503	8 839	16 206
Jakomini (VI)	2 546	127 320	4 414	220 697	2 339	116 951	-	-	9 299	19 615
Lend (IV.)	1 382	69 124	2 799	139 938	1 585	79 242	-	-	5 766	8 235
Gries (V.)	1 286	64 279	1 713	85 654	4 406	220 414	426	21 277	7 831	12 892
Eggenberg (XIV.)	1 205	1 205	2 950	147 480	1 370	68 520	-	-	5 525	11 061
Siedlungsgebiet Triesterstraße	1 987	99 366	-	-	-	-	-	-	1 987	8 960
Σ Einwohner	18 388		17 376		10 278		736		46 778	93 967

EW... Einwohner

Werden nur die geeignetsten Blöcke in Betracht gezogen (in Abbildung 1.8 dunkelgrün und hellgrün dargestellt), wäre durch eine zweigeschossige Vollaufstockung Wohnraum für 35.700 zusätzliche Bewohner/innen realisierbar (vgl. [3] S. 217-222). Das würde den Bevölkerungszuwachs der Stadt Graz der nächsten 12 Jahre entsprechen. [5]

Werden nun alle farbig dargestellten Blöcke mit einer Dichte von 2,2 nachverdichtet, so würde Wohnraum für zusätzliche 85.000 Einwohner geschaffen, was einen Bevölkerungszuwachs von 25 % des aktuellen Einwohnerstandes von Graz [6] entspricht.

Das bedeutet, dass das in [3] erarbeitete Nachverdichtungsmodell „Gründerzeitstadt 2.1“ nicht nur eine beachtliche Raumreserve des zentralen Stadtgefüges aufzeigt, sondern auch eine städtebauliche Dimension aufweist. Es ist tauglich für eine Stadterweiterung, ohne die Stadt neu zu planen und diese infrastrukturell erschließen zu müssen.

KAPITEL 2: RECHTLICHE RAHMENBEDINGUNGEN

In diesem Abschnitt sollen die rechtlichen Rahmenbedingungen betreffend die Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen dargelegt und diskutiert werden. Der Fokus ist dabei auf die in diversen Rechtsvorschriften festgehaltenen Schutzziele bezüglich dieser baulichen Maßnahme gerichtet, unter besonderer Berücksichtigung der Anforderungen an Gebäude in Schutzgebieten, an schutzwürdige Bauwerke und der Unterschutzstellung.

Unter dem Begriff Dachverdichtung wird eine Nutzbarmachung des gegenwärtig ungenutzten Dachraumes eines Altbaubestandes verstanden, wodurch eine Erweiterung der vorhandenen (Wohn-)Nutzfläche resultiert. Es wird vorausgesetzt, dass es sich bei den zu untersuchenden Gebäuden um bauliche Anlagen gemäß dem Stmk. BauG [7] handelt. Um einen Altbaubestand bzw. Altbau handelt es sich somit dann, wenn das Gebäude vor dem 1. Jänner 1969 errichtet wurde (Stmk. BauG, § 97 [7]). Ferner können die im Rahmen dieses Berichtes vorgestellten, entsprechenden Maßnahmen zur Dachverdichtung in Umbauten und Zubauten unterteilt werden, welche wie folgt definiert sind:

Stmk. BauG, §4, Punkt 58 [7]:

*„**Umbau:** die Umgestaltung des Inneren oder Äußeren einer bestehenden baulichen Anlage, die die äußeren Abmessungen nicht vergrößert oder nur unwesentlich verkleinert, jedoch geeignet ist, die öffentlichen Interessen zu berühren (z.B. Brandschutz, Standsicherheit, äußeres Erscheinungsbild), bei überwiegender Erhaltung der Bausubstanz.“*

Stmk. BauG, §4, Punkt 64 [7]:

*„**Zubau:** die Vergrößerung einer bestehenden baulichen Anlage der Höhe, Länge oder Breite nach bis zur Verdoppelung der bisherigen Geschossflächen.“*

Auf die spezielle Thematik der Dachverdichtung bezogen, werden als Umbauten somit solche Maßnahmen verstanden, welche die äußeren Abmessungen der bestehenden Dachräume nicht beeinflussen, was insbesondere die Dachform betrifft. Als Zubauten sind demnach jene diskutierten Maßnahmen zu verstehen, welche, über den Umbau hinausgehend, zu einer Veränderung der bestehenden Dachform mitsamt deren Abmessungen führen.

In weiterer Folge werden die rechtlichen Rahmenbedingungen für die Dachverdichtung in solche unterschieden, welche generell für sämtliche baulichen Maßnahmen zu berücksichtigen sind und in solche, welche nur für Altbaubestände zutreffen, welche aufgrund ihrer Lage und Charakteristika entweder in einem Schutzgebiet angesiedelt sind, als schutzwürdige Bauwerke einzustufen sind oder unter Denkmalschutz gestellt wurden (Unterschutzstellung).

2-1 GENERELLE, RECHTLICHE RAHMENBEDINGUNGEN FÜR DIE DACHVERDICHTUNG VON ALTBAUBESTÄNDEN

Grundsätzlich müssen sämtliche bauliche Maßnahmen zur Dachverdichtung von Altbaubeständen dem Stand der Technik und somit den Anforderungen des Stmk. BauG [7] (sowie jenen sämtlicher, hierfür beizuziehender Baunebengesetze und Verordnungen) entsprechen, auf welche aus Gründen der Übersichtlichkeit im Folgenden nicht im Detail eingegangen wird. Auszugsweise sei jedoch auf Stmk. BauG, § 97 – Baumaßnahmen an Altbauten [7] hingewiesen:

„Für Gebäude, die vor dem 1. Jänner 1969 errichtet wurden, hat die Behörde im Baubewilligungs- oder Anzeigeverfahren auf Antrag der Bauwerberin/des Bauwerbers zur Schaffung von Aufenthaltsräumen in bestehenden Dachräumen, von Aufzügen oder aufzugähnlichen Einrichtungen sowie für Zu- und Umbauten Erleichterungen gegenüber den Vorschriften des 1. Teiles dieses Hauptstückes (Anm: Bautechnische Vorschriften) zuzulassen, wenn die Einhaltung dieser Vorschriften unter Berücksichtigung der Eigenart des Gebäudes entbehrlich ist. Erleichterungen sind jedoch nur insoferne [sic!] zulässig, als sie vom Standpunkt der Standsicherheit, der Festigkeit, des Brand-, Wärme- und Schallschutzes und der Hygiene unbedenklich sind.“

2-2 ALTBAUBESTÄNDE IN SCHUTZGEBIETEN BZW. SCHUTZWÜRDIGE BAUWERKE

Für Altbaubestände, auf die Punkt 2 zutrifft, ist für das Land Steiermark als Betrachtungsbereich eine Unterscheidung hinsichtlich der Lage des betreffenden Gebäudes notwendig. Objekte, welche im örtlichen Anwendungsbereich des Grazer Altstadterhaltungsgesetzes (GAEG) 2008 [8] angesiedelt sind, müssen nach dieser Rechtsvorschrift beurteilt werden. Altbaubestände, welche nicht im örtlichen Anwendungsbereich des GAEG [8] angesiedelt sind, sind aufgrund ihrer etwaigen Lage in einem Schutzgebiet und den daraus resultierenden Anforderungen an bauliche Maßnahmen gem. dem Ortsbildgesetz 1997 [8] zu beurteilen.

2-2.1 GRAZER ALTSTADTERHALTUNGSGESETZ (GAEG) 2008 [8]

Die Ziele des Grazer Altstadterhaltungsgesetzes 2008 [8] sind „... die Erhaltung der Altstadt von Graz in ihrem Erscheinungsbild, ihrer Baustruktur und Bausubstanz...“. Ferner soll dieses Gesetz „... einen Beitrag zur Erhaltung der Altstadt von Graz als UNESCO-Weltkulturerbe leisten“. Um diesem Ziel nachzukommen, werden ausgesuchte Teile des Grazer Stadtgebietes als Schutzgebiet (§ 2(1) GAEG) definiert, in welchem u.a. das Erscheinungsbild bzw. die Baustruktur und Bausubstanz zu erhalten sind. Das Schutzgebiet wird ferner in 5 (Schutz-)Zonen mit der Zone 1 als sog. Kernzone aufgeteilt (§ 2(2) GAEG), deren Ausbreitung auszugsweise in Abbildung 2.1 dargestellt ist.

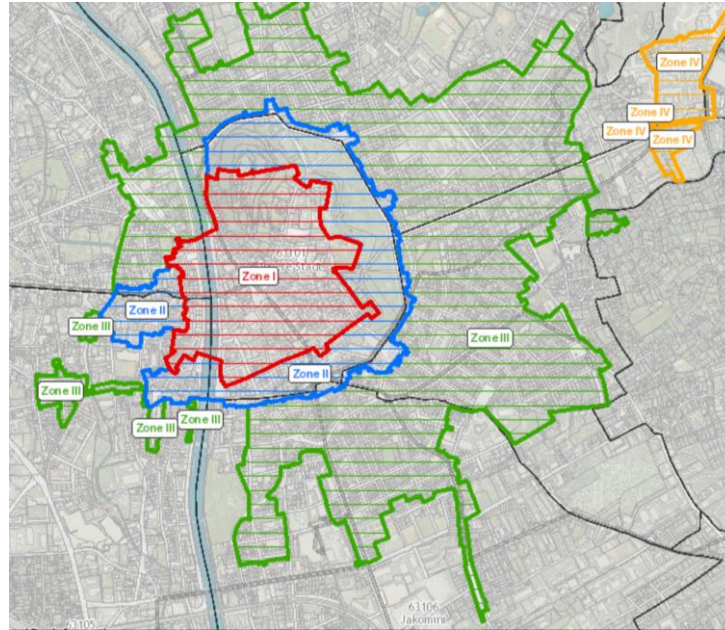


Abbildung 2.1 Auszugsweise Ausbreitung der Schutzzonen 1-4 über das Grazer Stadtgebiet [9]

Wie darin ersichtlich ist, stimmen insbesondere die Ausbreitungen der Schutzzonen 1-3 mit den Lagen der Altbaubestände überein, welche im Rahmen dieser Abhandlung hinsichtlich der Möglichkeit einer Dachverdichtung untersucht werden, vgl. Abschnitt 1-3. Ferner kann aufgrund der vorliegenden Charakteristika der untersuchten Altbaubestände davon ausgegangen werden, dass es sich bei den zu verdichtenden Objekten um schutzwürdige Bauwerke gem. § 4 GAEG [8] handelt:

„Schutzwürdige Bauwerke sind jene Gebäude und sonstigen baulichen Anlagen, die in ihrer baulichen Charakteristik für das Stadtbild von Bedeutung sind. Zu ihrem äußeren Erscheinungsbild gehören alle gestaltwirksamen Merkmale des Bauwerkes, wie z.B. die Bauwerkshöhe, Geschosshöhe, die Dachform, Dachneigung und Dachdeckung, ... , Gesimse, Balkone, ...“.

Für die baulichen Maßnahmen zur Dachverdichtung solcher Altbaubestände sind die beiden folgenden Paragraphen des GAEG [8] von besonderer Relevanz:

GAEG, §5 [8] – Erhaltung schutzwürdiger Bauwerke

„(1) Im Schutzgebiet haben die Eigentümerinnen/Eigentümer schutzwürdige Bauwerke in ihrem äußeren Erscheinungsbild nach Maßgabe der Schutzwürdigkeit ganz oder teilweise zu erhalten. Dies schließt Veränderungen im Sinne des § 7 nicht aus. ...“

GAEG, §7 [8] – Neubauten, Zubauten, Umbauten

„(1) Im Schutzgebiet bedürfen Neu-, Zu- und Umbauten, die nach dem Steiermärkischen Baugesetz bewilligungs- oder anzeigepflichtig sind und Einfluss auf das charakteristische Erscheinungsbild des betreffenden Stadtteils haben können, einer Bewilligung.

(2) Eine Bewilligung darf nur erteilt werden, wenn sich das Vorhaben – insbesondere auch durch seine baukünstlerische Qualität – in das Erscheinungsbild des betreffenden Stadtteils einfügt. Wenn das Vorhaben schutzwürdige Bauwerke betrifft, darf die Bewilligung darüber hinaus nur erteilt werden, soweit die Charakteristik des äußeren Erscheinungsbildes im Sinne des § 4 nicht beeinträchtigt wird.

(2a) Die baukünstlerische Qualität ist nach den Kriterien der strukturellen Gliederung der Baukörper, der Unverwechselbarkeit der Ansichten, der räumlichen Proportion, des Grades der Innovation, der selektiven Auswahl des Materials, der farblichen Gestaltung und des Beitrages des Bauwerkes zur Geschichtsbildung zu bewerten. ...“

Zusätzlich zu den Anforderungen gem. GAEG [8] wurden seitens der Steiermärkischen Landesregierung noch Verordnungen zu dieser Rechtsvorschrift erlassen, wovon jene zur Erhaltung der Dachlandschaft [10] (folglich als „Dachlandschaftserhaltungsverordnung“ bezeichnet) für die gegenständliche Untersuchung von besonderer Relevanz ist. Darin wird – bezogen auf die gestaltwirksamen Merkmale der Dachzone bzw. der Dachlandschaft – erneut auf die Wichtigkeit der Erhaltung des Erscheinungsbildes der Grazer Altstadt hingewiesen (vgl. § 1 Dachlandschaftserhaltungsverordnung [10]). Zudem sind detaillierte Regelungen zu Dachaufbauten für Belichtungszwecke (Gaupen) enthalten (vgl. § 2 Dachlandschaftserhaltungsverordnung) sowie bauliche Maßnahmen aufgelistet, welche generell als unzulässig erachtet werden (§ 3 Dachlandschaftserhaltungsverordnung [10]):

- „... 1. Flachdächer in der Zone I, ausgenommen für Nebengebäude oder Anbauten von untergeordneter Bedeutung;
2. bei Neueindeckung in der Zone I das Abgehen von der Ziegeldeckung;
3. bei Neueindeckung in der Zone II und in den weiteren Zonen das Abgehen von dem die jeweilige Dachlandschaft des Ensembles im überwiegenden Maße prägenden Dachdeckungsmaterial;
4. großformatige Deckungselemente, die nicht in der überwiegenden Zahl der Deckung der Nachbarobjekte eine Entsprechung finden; 5. Dachdeckung mit einer zur Falllinie asymmetrischen Wirkung;
6. Dachfenster ohne einheitliches Format nach Maßgabe der Sichtbarkeit;
7. Dachfenster in mehr als zwei Ebenen;
8. Dachfenster, die nicht im Rhythmus der Sparren oder der Fensterachsen der Fassade angeordnet sind;
9. Kehrstege nach Maßgabe der Sichtbarkeit.“

Die Erteilung einer Bewilligung durch die, für bauliche Maßnahmen zur Dachverdichtung von Altbaubeständen im Anwendungsbereich des GAEG [8] zuständige Behörde erfolgt auf Basis eines Gutachtens, welches von der sog. Altstadt-Sachverständigenkommission (ASVK) zufolge des Antrages um Erteilung der Baubewilligung bzw. zufolge der schriftlichen Anzeige anzeigepflichtiger Vorhaben durch den/die Bauwerber/in ausgestellt wird (vgl. § 10 GAEG [8]). Weitere Aufgaben der ASVK sind in § 12 GAEG [8] festgehalten.

2-2.1.1 Ortsbildgesetz 1977 [11]

Das Ziel des Ortsbildgesetzes 1977 [11] ist die Erhaltung der organischen Funktion jener Teile von Gemeinden (= Schutzgebiete, ausgenommen die Landeshauptstadt Graz), welche aufgrund ihrer landschaftlichen und baulichen Charakteristik das Ortsbild prägen (vgl. § 1 Ortsbildgesetz [11]). Diese Zielerreichung erfolgt über die Festlegung solcher Schutzgebiete durch Verordnungen seitens der Steiermärkischen Landesregierung. Auf Basis dieser Verordnungen ist die Gemeinde (bzw. der Gemeinderat), in deren Wirkungsbereich das Schutzgebiet angesiedelt ist, angehalten, ein Ortsbildkonzept zu beschließen, welches insbesondere Maßnahmen zur Erhaltung und Verbesserung der funktionellen Aufgabe des Schutzgebietes enthält. (vgl. § 2 Ortsbildgesetz [11]). Gegenwärtig gibt es in der Steiermark 67 ausgewiesene Schutzgebiete [12], mit einer – seitens der Verfasser dieses Berichtes vermuteten – heterogenen Struktur der damit verbundenen Ortsbildkonzepte. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird daher im Weiteren nicht auf den spezifischen Inhalt dieser Ortsbildkonzepte eingegangen, sondern ausschließlich auf die im Ortsbildgesetz ausgewiesenen Anforderungen an bauliche Maßnahmen zur Dachverdichtung von Altbaubeständen. Wie im GAEG [8] finden sich auch im Ortsbildgesetz [11] entsprechende Anforderungen an die Erhaltung der Gebäude und Objekte sowie bezüglich Um- und Zubaumaßnahmen dieser, welche jenen des GAEG [8] inhaltlich stark ähneln und daher nicht weiter ausgeführt werden (vgl. § 3 und § 7 Ortsbildgesetz [11]). Ähnlich dem GAEG [8] dürfen Bescheide nach den Bestimmungen der beiden genannten Paragraphen (dies beinhaltet u.a. die Erteilung einer Bewilligung für die entsprechende bauliche Maßnahme zur Dachverdichtung) nur nach Einholung eines Gutachtens erlassen werden, welches in diesem Fall von dem/der Ortsbildsachverständigen zu erstellen ist (vgl. § 10 Ortsbildgesetz [11], Anm.: dieses ist auch im Anzeigeverfahren nach dem Stmk. BauG einzuholen, somit sind davon sowohl bewilligungspflichtige als

auch anzeigepflichtige Bauvorhaben betroffen). Weitere Aufgaben des/der Ortsbildsachverständigen sind in § 11 Ortsbildgesetz [11] festgehalten.

2-2.2 BAUWERKE, WELCHE UNTER DENKMALSCHUTZ GESTELLT WURDEN (UNTERSCHUTZSTELLUNG)

Liegt für den gegenständlichen Altbaubestand eine Unterschutzstellung zufolge § 2 oder § 3 des Denkmalschutzgesetzes (DMSG) [13] vor, so ist diese Rechtsvorschrift bezüglich allfälliger, baulicher Maßnahmen zur Dachverdichtung zu berücksichtigen. Wird eine derartige Veränderung eines solchen Denkmals angestrengt (es wird angenommen, dass Dachverdichtungen den Bestand, die überlieferte Erscheinung oder die künstlerische Wirkung des Objektes beeinflussen), so muss diese vom Bundesdenkmalamt bewilligt werden (vgl. § 5 DMSG [13]). In diesem Zusammenhang werden alle Gründe, die für eine solche Veränderung sprechen, gegenüber jenen abgewogen, welche für eine unveränderte Erhaltung des Denkmals sprechen und von Fall zu Fall für oder gegen die Veränderung entschieden.

KAPITEL 3: BAUAUFNAHMEN

Im Rahmen dieses Kapitels soll der baulich-konstruktive Ist-Zustand der Dachräume der Altstadt Graz anhand ausgewählter, erhobener Beispiele dargelegt werden. Im Zuge der Forschungsarbeit „D(N)achhaltigkeit Graz“ [14] und diverser Masterarbeiten am Institut für Holzbau und Holztechnologie wurden insgesamt 45 Dachstühle der Grazer Altstadt besichtigt. Dabei wurden bei 15 Dachstühlen eine Bestands- und Schadenserfassung samt Zustands- bzw. Zuverlässigkeitsbeurteilung durchgeführt. (10 Dachstühle im Zuge von [14], 5 im Zuge von Masterarbeiten). Bei den restlichen 30 Dachstühlen wurde eine Schadenserfassung samt Zustands- bzw. Zuverlässigkeitsbeschreibung durchgeführt. Diese Dachtragwerke wurden ebenfalls im Zuge von [14] aufgenommen. Eine Übersicht ist in Abbildung 3.1 ausgewiesen, wobei die Dachstühle mit ihrer zugewiesenen Nummer in Tabelle 3 und Tabelle 4 aufgelistet sind.

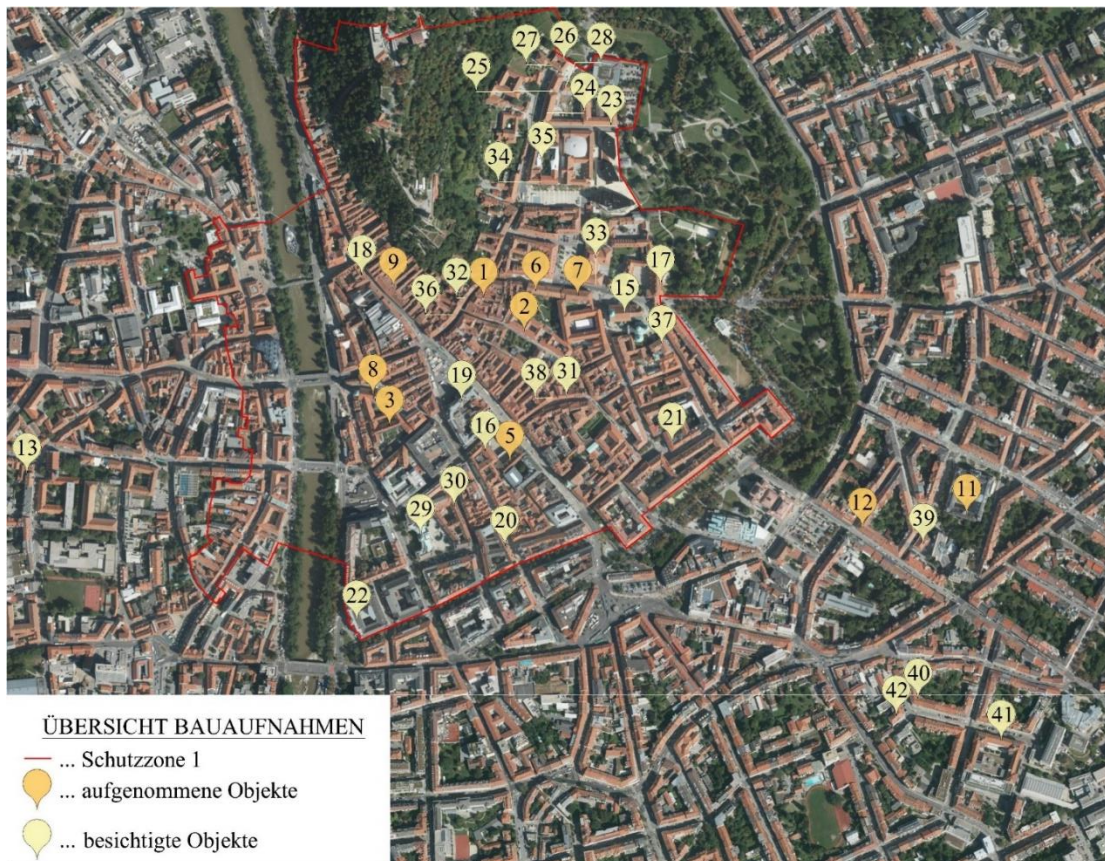


Abbildung 3.1 Übersicht der aufgenommenen Dachstühle (Orthofoto aus www.gis.stmk.gv.at)
nicht im Bild: Schloss Eggenberg, LS Grottenhof, VS Brockmannngasse

Tabelle 3 Bestands- und Schadenserfassung samt Zustands- bzw. Zuverlässigkeitsbeurteilung

Nr.	Bezeichnung	Adresse	Baujahr
1	Parteienhaus	Sporgasse 16	1867
2	Ferdinandeum	Färbergasse 11	1926
3	Franziskanerkloster	Franziskanerplatz 14	-
4	Schloss Eggenberg	Eggenberg Allee 90	1631
5	Zeughaus	Herrengasse 16	-
6	Parteienhaus	Hofgasse 10a	18. Jh.
	Musikuniversität	Hofgasse 10	17. Jh.
7	Alte Universität	Hofgasse 14	1609
8	Franziskanerkirche	Franziskanerplatz 14	1257
9	Palais Herberstein / Neue Galerie	Sackstraße 16	17. Jh.
10	Landwirtschaftlichen Fachschule Grottenhof	Krottendorfer Straße 110	1786
11	Alte Technik Technische Universität Graz	Ost- und Westdach	Rechbauerstraße 12
		Süddach	
		Hauptkuppel	
12	Verwaltungsgebäude TU Graz	Mandellstraße 9	1867

Tabelle 4 Besichtigte Objekte

Nr.	Bezeichnung	Adresse	Baujahr
13	Andräschule	Kernstockgasse 1	1896
14	VS Brockmannngasse	Brockmannngasse 119	1896
15	Dom	Burggasse 3	-
16	Landhaus	Herrengasse 16	-
17	Grazer Burg	Hofgasse 15	-
18	Palais Attems	Sackstraße 17	1725
19	Rathaus	Hauptplatz 1	1889
20	Amtshaus	Schmiedgasse 26	1904
21	Akademisches Gymnasium	Bürgergasse 15	1985
22	Oberlandesgericht	Marburger Kai	1885
23	Sicherheitsdirektion	Parkring 10	17. Jh.
24	Bundespolizeidirektion	Paulustorgasse 8	18. Jh.
25	Immobilie der BIG	Paulustorgasse 10	-
26	Immobilie der BIG	Paulustorgasse 12	-
27	Immobilie der BIG	Paulustorgasse 19	19. Jh.
28	Stöcklhaus	Paulustorgasse	-
29	Joanneumsviertel	Neutorgasse 45	-
30	Joanneumsviertel	Raubergasse 10	-
31	Immobilie der LIG	Stempfergasse 4	-
32	Privatbesitz	Sporgasse 15	-
33	Schauspielhaus	Hofgasse 11	19. Jh.
34	Immobilie der LIG	Karmeliterplatz 1	-
35	Immobilie der LIG	Paulustorgasse 4	-
36	Privatbesitz	Sporgasse 9	-
37	Immobilie der LIG	Burggasse 2	1845
38	Privatbesitz	Stempfergasse 6	18. Jh.
39	Technische Universität Graz	Lessingstraße 27	1875
40	Technische Universität Graz	Kopernikusgasse 9	1904
41	Technische Universität Graz	Kopernikusgasse 24	1940
42	Hauptschule Krones	Kronesgasse 5	1909

BIG... Bundesimmobilien-Gesellschaft OM-Team Steiermark Nord/Universitäten
 LIG... Landesimmobilien-Gesellschaft Steiermark (LIG STEIERMARK)

In den Kapiteln 3-2 bis 3-14 werden die Objekte, welche in Tabelle 3 angeführt sind, bezogen auf ihr Tragwerk und den vorgefundenen Schäden beschrieben. Anschließend wird im jeweiligen Kapitel des Dachstuhls der Zustand beurteilt. Die ausgesuchten Objekte werden exemplarisch angearbeitet, da diese für die Gesamtuntersuchung als repräsentativ erachtet wurden. Zuvor wird prägnant auf die angewandten Methoden eingegangen, welche für die Tragwerksbeschreibung und Zustandsbeurteilung nötig sind (siehe Kapitel 3-1).

3-1 METHODIK

3-1.1 KLASSIFIZIERUNG HISTORISCHER DACHSTÜHLE

In folgender Abbildung 3.2 findet man einen Überblick der historischen, hölzernen Dachtragwerke Mitteleuropas. Anhand dieser Aufbereitung wurden die folgend ausgearbeiteten Tragwerke der Dachstühle beschrieben (siehe Kap. 3-2 ff).

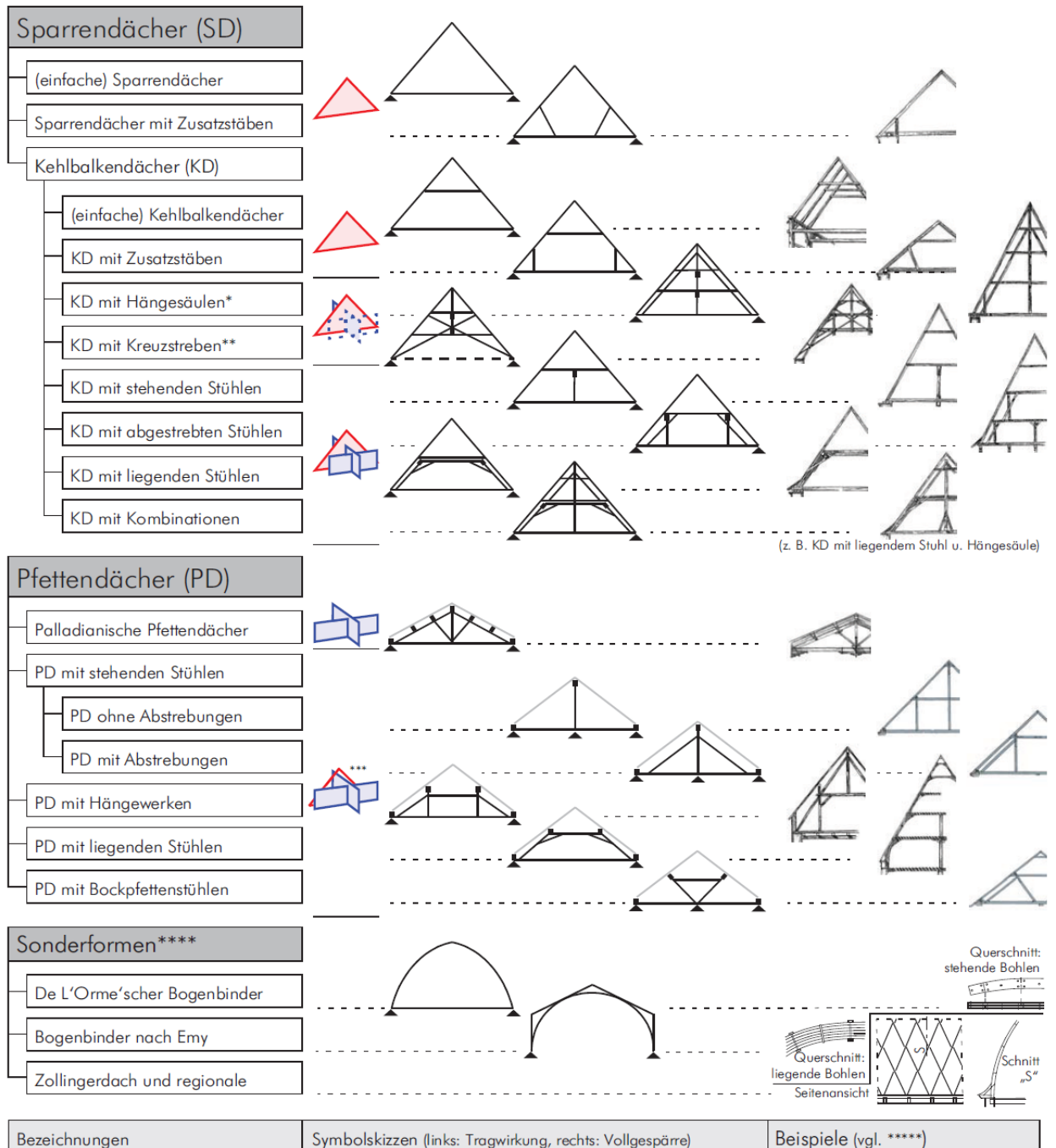


Abbildung 3.2 *Klassifizierung historischer, hölzerner Dachtragwerke in Mitteleuropa (die Symbolskizzen der Kehlbalkendächer mit Stuhl und die der Pfettendächer stellen jeweils die Vollgespärre dar). [15]*

3-1.2 ZUSTANDSBEURTEILUNG

Die Zustandsbeurteilung der Dachstühle erfolgte nach dem Beurteilungsschema von *Meisel* (vgl. [15] 45ff), für hölzerne, historische Dachtragwerke in Graz, welches in Abbildung 3.4 dargestellt ist. Dieser Beurteilung wird ein leicht verständliches Notensystem zu Grunde gelegt, welches wie folgt in Abbildung 3.3 definiert ist:

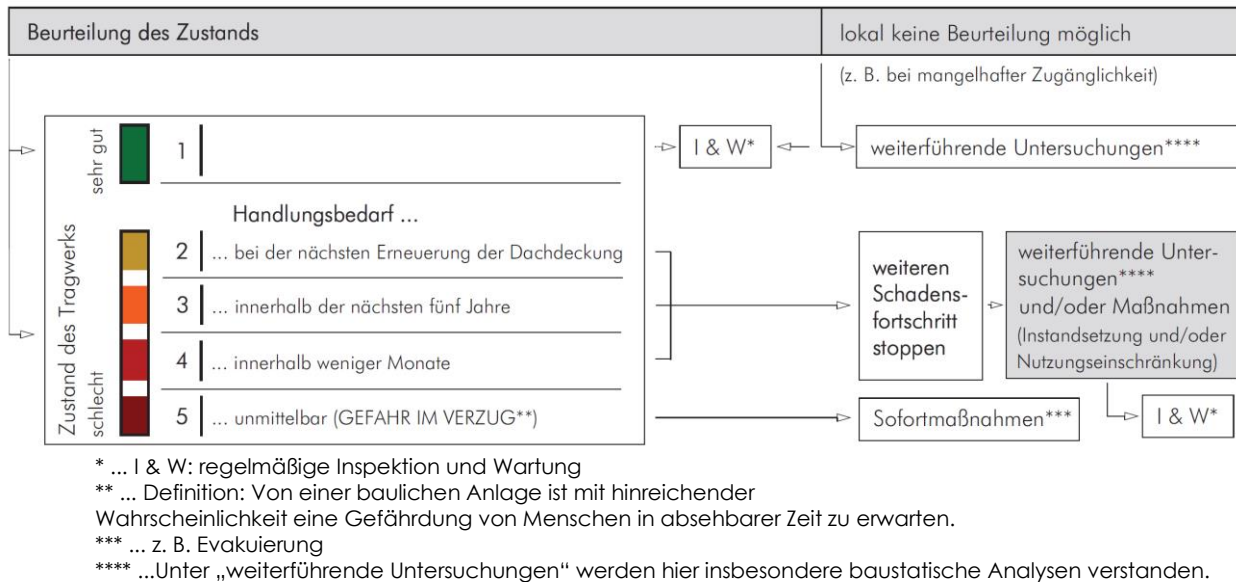


Abbildung 3.3 Illustration des Notensystems für die Beurteilung der untersuchten Dachtragwerke [15]

Das Beurteilungsschema gliedert sich in drei Kriterien, wobei maximal 5 Punkte erreicht werden können (siehe Abbildung 3.4):

- **Schadensfolgeklasse:**
In Anlehnung an den ÖNORM EN 1990, 2013-03 [16] fließt hier die Bedeutung des Tragwerkes oder seiner Teile im Hinblick auf Versagensfolgen ein. In diesem Kriterium ist maximal 1 Punkt möglich.
- **Tragsicherheit:**
Es werden das Tragsystem und dessen Zustand (vorliegenden Schäden, Mängel) berücksichtigt. Bewertet werden der Grad der statischen Unbestimmtheit, Umbauten und Instandsetzungen, Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall), Verbindungs- und/oder Stabversagen, konstruktive Mängel, große Verformungen und/oder Klaffungen, sowie ob eine Verschlechterungstendenz vorliegt.
- **Probelastungen:**
Darunter versteht man eine außergewöhnliche hohe Einwirkung bzw. eine gezielte Probelastung, bei der noch keine Schäden am Tragwerk aufgetreten sind. Maximal kann 1 Punkt von der Summe subtrahiert werden.

Eine genaue Erläuterung der Beurteilungskriterien mit Beurteilungsbeispielen kann in [15] Seite 47ff nachgeschlagen werden.

3-1.2.1 Beurteilungsschema

Zustandsbeurteilung eines historischen Dachtragwerks aus Holz	
Schadensfolgeklasse	(maximal 1 Punkt)
&	0,5 ... für gewöhnliche Bauten 1 ... für Bauten mit Menschenansammlungen und Bauten an stark frequentierten Straßen
Tragsicherheit	(insgesamt maximal 4 Punkte)
Grad der statischen Unbestimmtheit [K1]	0,5 ... für statisch bestimmte oder nahezu statisch bestimmte Tragwerke
Umbauten und Instandsetzungen [K2]	0,5 ... für Tragwerke, die in den letzten Jahrzehnten (rund 50 Jahre) nicht fachgerecht verändert wurden 1 ... für Tragwerke, die in den letzten Jahrzehnten an statisch besonders wesentlichen Stäben und/oder Verbindungen offensichtlich nicht fachgerecht verändert wurden
Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall) [K3]	0,5 ... für Tragwerke, die mäßige Schäden ohne fachgerechte Instandsetzung aufweisen. Diese Schäden gehen über oberflächige Beeinträchtigungen hinaus und betreffen auch statisch wesentliche Bauteile. 1 ... für Tragwerke, die schwere Schäden ohne fachgerechte Instandsetzung aufweisen 1,5 ... für Tragwerke, die schwere Schäden an statisch besonders wesentlichen Stäben oder Verbindungen aufweisen
Verbindungs- und/oder Stabversagen [K4]	0,5 ... wenn einzelne, statisch wesentliche Verbindungen und/oder Stäbe infolge von Überbelastung oder Holzerstörung versagt haben 1 ... wenn mehrere, statisch wesentliche Verbindungen und/oder Stäbe infolge von Überbelastung oder Holzerstörung versagt haben und dies besondere Auswirkungen auf das Gesamttragverhalten hat
konstruktive Mängel [K5]	0,5 ... wenn die Dimensionen der statisch wesentlichen Bauteile außergewöhnlich schlank sind 1 ... wenn es sich beim Tragwerk offensichtlich um eine Fehlkonstruktion handelt und/oder statisch unbedingt erforderliche Stäbe oder Verbindungen fehlen
große Verformungen und/oder Klaffungen [K6]	0,5 ... wenn statisch wesentliche Stäbe und/oder das gesamte Tragwerk deutlich sichtbar verformt sind und/oder zahlreiche Verbindungen klaffen. Die Verformungen (oder Klaffungen) können nicht mehr durch die Anatomie des Holzes erklärt werden.
Verschlechterungstendenz [K7]	0,5 ... wenn die Dachdeckung, -anschlüsse und -entwässerung mangelhaft sind und/oder das angrenzende Mauerwerk durchfeuchtet ist und/oder die Bauhölzer stark verschmutzt sind und/oder aus anderen Gründen eine Verschlechterung des Zustandes zu erwarten ist.
&	
In-Situ-Probepbelastungen	- 0,5 ... wenn in den letzten drei Jahren eine außergewöhnlich große Einwirkung auftrat und infolgedessen keine Schäden eintraten. - 1 ... analog wie zuvor, jedoch für gezielt aufgebraachte Probepbelastungen
SUMME der Punkte	
weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters [K8]	Die Summe der Punkte dient als erste Entscheidungsgrundlage für die Beurteilung. Im Rahmen der „weiteren Kriterien“ erfolgt eine kritische Evaluierung der bisher vorliegenden Summe der Punkte als auch die Berücksichtigung aller bisher nicht beachteter Kriterien bzw. Aspekte. Die Durchführung regelmäßiger Inspektionen könnte hier beispielsweise berücksichtigt werden. Für die Vergabe dieser Punkte (positiv/negativ) ist die Erfahrung des Gutachters gefordert.
BEURTEILUNG des ZUSTANDS (Endsumme der Punkte = Note gemäß Bild 8)	

Abbildung 3.4 Zustandsbeurteilungsschema für hölzerne, historische Dachtragwerke in Graz. (Siehe [15] S.46)

3-2 PARTEIENHAUS (SPORGASSE 16) [14]

3-2.1 TRAGWERKSBESCHREIBUNG

Beim Dachstuhl in der Sporgasse 16 handelt es sich um zwei unterschiedliche Tragsysteme (siehe Abbildung 3.5). Der westliche Gebäudeteil weist ein Kehlbalkendach mit (vermutlich) liegendem Stuhl und zwei stirnseitigen Walmdachflächen auf. Der westliche Gebäudeteil wird von einem kehlbalkendachartig erstellten Pultdach mit Walmdachfläche überdacht. Eine allgemein zutreffende Tragwerksbeschreibung des Pultdaches ist aufgrund der offensichtlich zahlreichen Umbauten und Adaptierungen kaum möglich.

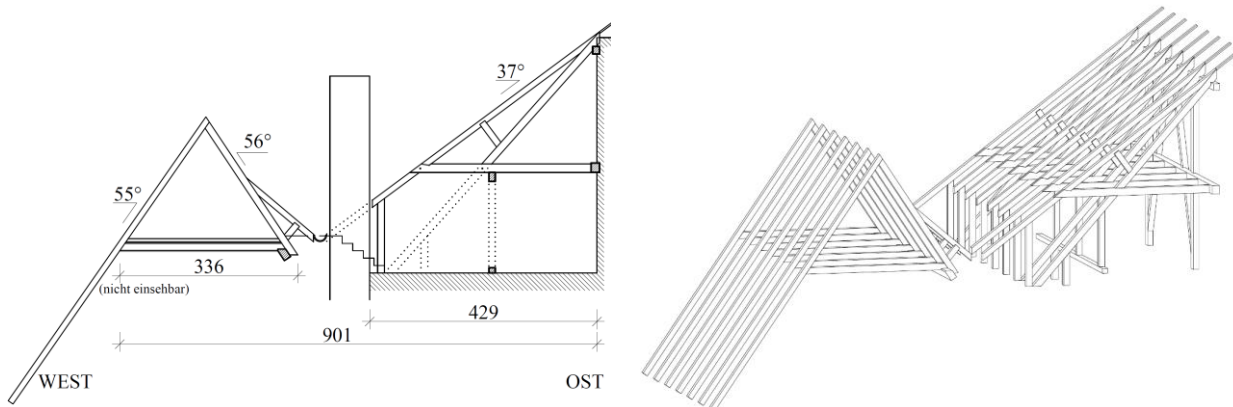


Abbildung 3.5 Dachstuhl Sporgasse 16 (links Gespärre 13, rechts Perspektive)

3-2.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

DACHSTUHL DES PULTDACHES

Die Lastabtragung des Dachstuhls ist schwer nachzuvollziehen, da dieser oftmals umgebaut wurde. Bundträme und viele Hölzer sind nicht zugänglich und deshalb nicht kontrollierbar (siehe Abbildung 3.7 rechts). Im Grat der Walmdachfläche fehlt der Gratsparren (siehe Abbildung 3.6 links). Zum Teil sind die Hölzer der Stuhlwand in das Mauerwerk eingebunden. Im Bereich der innenliegenden Dachrinne fehlt teilweise der Rinnenträger. Es liegt eine erhebliche Verschmutzung der Traufbereiche vor. Zudem klaffen die Verbindungen an zwei Kehlbalken-Stuhlsäulen-Knoten. Dies ist darauf zurückzuführen, da zahlreiche Streben und Sparrenfußpunkte gekappt wurden und somit keine Horizontalkräfte (Sparrenschub) in die Decke eingeleitet werden können.

DACHSTUHL DES SATTELDACHES

Im Bereich des Satteldaches ist nur der Spitzboden zugänglich. Der Blick ins darunterliegende Geschoss ist eingeschränkt möglich, da die Zwischenräume der Sparren nicht gedämmt sind. Hier sind große Mengen Bauschutt sichtbar, was negativ zu beurteilen ist, da dieser als „Feuchtigkeitspeicher“ wirkt und die Tragkonstruktion nicht austrocknen kann und infolgedessen Feuchteschäden entstehen können.



Abbildung 3.6 links: fehlender Gratsparren; rechts: eingemauerte Hölzer der Stuhlwand



Abbildung 3.7 links: klaffende Verbindung an Stuhlwand; rechts: gekappte Streben

Tabelle 5 Zuverlässigkeitsbeurteilung Parteienhaus ([14] S.129)

0,5 ...	Schadensfolgeklasse: Wohnbau, zur Sporgasse zeigt nur ein kleiner Krüppelwalm
	Tragsicherheit
0,5 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: gering
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich in den letzten Jahrzehnten
0 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): nicht vorhanden oder sichtbar
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nicht vorhanden oder sichtbar
1 ...	konstruktive Mängel: Im Grat der Walmdachfläche fehlt der Gratsparren. Im Bereich der innenliegenden Dachrinne fehlt teilweise der Rinnenträger. Die Abtragung von Normalkräften in den Sparren (Sparrenschub) ist mangelhaft, da zahlreiche Streben und Sparrenfußpunkte gekappt wurden und somit keine Horizontalkräfte in die Decke eingeleitet werden können. Es kann vermutet werden, dass dies auch der Grund für die Klaffung der Verbindungen an zwei Kehlbalken-Stuhlsäulen-Knoten ist.
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: siehe konstruktive Mängel
0,5 ...	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung der Traufpunkte
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
-0,5 ...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: die Spannweiten und Gesamtabmessungen des Tragwerks sind gering
2,5 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-8 vom 29. Oktober 2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [17]

3-3 FERDINANDEUM (FÄRBERGASSE 11) [14]

3-3.1 TRAGWERKSBESCHREIBUNG

Der Dachstuhl in der Färbergasse 11 besteht aus mehreren Trakten, wobei die Dachkonstruktion in drei unterschiedliche Tragsysteme unterteilt werden kann:

- Osttrakt: einfaches Kehlbalkendach mit Bundträmen in jedem vierten Gespärre.
- Südost-, Süd- und Westtrakt: Kehlbalkendach mit zweifach abgestrebt-stehendem Stuhl
- Nordtrakt: Der Großteil dieses Traktes wird von einem neuzeitlichen Kehlbalkendach mit stählernen Zugstangen überdacht.

Hier wird nur auf den Ost- und Südosttrakt eingegangen, da diese im Rahmen des Forschungsprojekts aufgenommen wurden. Die anderen Trakte wurden ausschließlich visuell auf Schäden untersucht.

TRAGSYSTEM – OSTTRAKT

Das Tragsystem des Osttraktes kann als einfaches Kehlbalkendach bezeichnet werden. Der Dachstuhl ist ca. 3,4 m hoch und 9 m breit, woraus sich eine Dachneigung von 36° ergibt (siehe Abbildung 3.8).

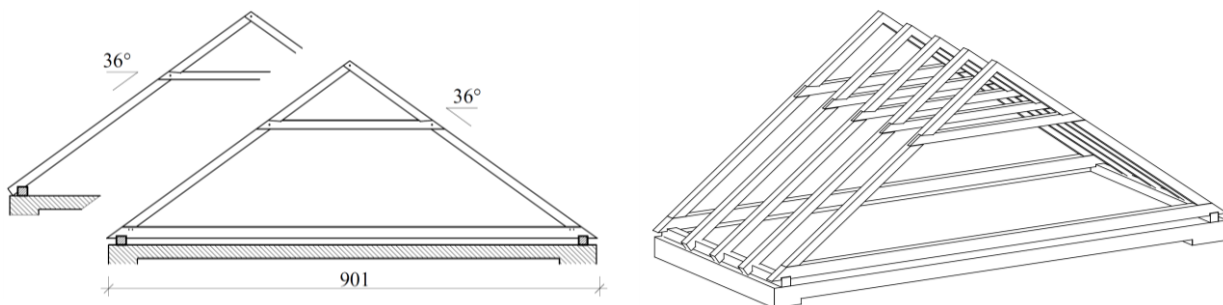


Abbildung 3.8 Tragsystem Osttrakt (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

TRAGSYSTEM – SÜDOSTTRAKT

Beim Südosttrakt handelt es sich beim Tragsystem um ein Kehlbalkendach mit zweifach abgestrebt-stehendem Stuhl. Die Breite beträgt ca. 11,3 m und die Höhe ca. 4,4 m. Daraus ergibt sich eine Dachneigung von ebenfalls 36° (siehe Abbildung 3.9).

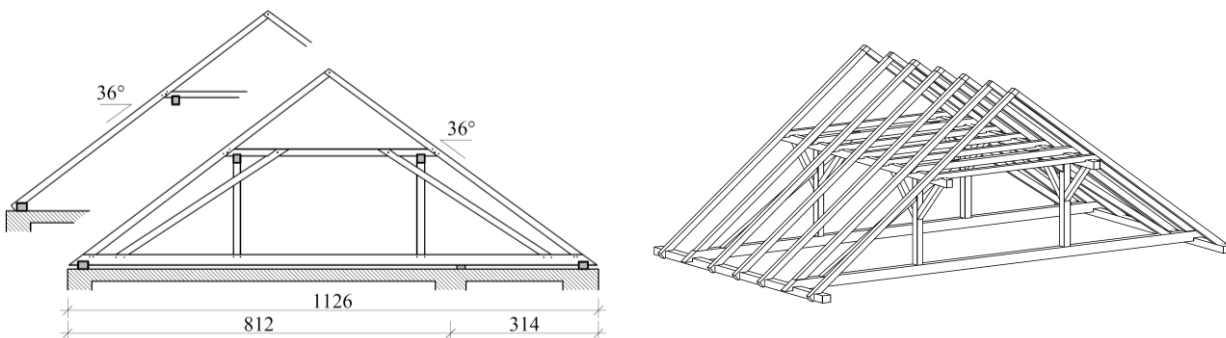


Abbildung 3.9 Tragsystem Südosttrakt (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-3.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

OSTTRAKT

Im nordöstlichen Bereich der Gratsparren klaffen mehrere Verbindungen am Firstpunkt. Große Verformungen sind von außen in Bereich ehemaliger Kamindurchdringungen erkennbar (siehe Abbildung 3.10, links). Eine Blattverbindung (ein sogenannter Weißschwanz) zwischen Sparren und Kehlbalken hat auf Rollschub versagt (siehe Abbildung 3.10, rechts).

Auf der gegenüberliegenden Dachseite ist eine Aufnahme der Horizontalkräfte aus den Leergespärren durch die Bundträme nicht mehr möglich, da sich die Längsverbindung der Mauerbank weitgehend gelöst hat.

Zwischen Hauptgespärre 6 und 7 sind Sparrenfußpunkte und Mauerbänke an der Ostseite schwer geschädigt (siehe Abbildung 3.11). Aufgrund der vorhandenen Schäden kann auf eine in der Vergangenheit undichte Dachdeckung geschlossen werden. Zahlreiche Sparren-Mauerbank-Verbindungen klaffen erheblich. Diese sind mit einem Schmiedenagel gesichert (siehe Abbildung 3.12).



Abbildung 3.10 *links: Große Verformungen an ehemaliger Kamindurchdringung, rechts: auf Rollschub versagte Verbindung*



Abbildung 3.11 *Infolge von Pilzbefall geschädigte Mauerbank und Sparrenfußpunkte*



Abbildung 3.12 *links: klaffende Mauerbankverbindung, rechts: klaffende Sparren-Mauerbank-Verbindungen*

SÜDOSTTRAKT

Die Sparren und Kehlbalken, welche sich in angrenzenden Bereichen eines abgebrochenen Kamins befinden, weisen erhebliche Schädigungen aufgrund von Pilzbefall auf (Abbildung 3.13). Bei der Errichtung des Kamins wurde ein Sparren gekappt, ohne einen Wechselbalken einzuziehen. Der vorhandene Verbindungsrest von Sparren und Kehlbalken weist eine erhebliche Verschiebung auf.



Abbildung 3.13 links: geschädigter Sparren durch Pilzbefall, rechts: geschädigte Sparren-Kehlbalken-Verbindung

Tabelle 6 Zustandsbeurteilung Ferdinandeum ([14] S.71)

1 ...	Schadensfolgeklasse: Schulbau
	Tragsicherheit
0,5 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: gering
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich in den letzten Jahrzehnten
1 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): Auf der ostseitigen Dachfläche zwischen Hauptgespärre HG 6 und HG 7 sind die Sparrenfußpunkte und die Mauerbank infolge von Pilzbefall als Folge einer in der Vergangenheit undichten Dachdeckung schwer geschädigt.
1 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: Eine Blattverbindung zwischen Sparren und Kehlbalken (ein sogenannter Weißschwanz) hat auf Rollschub versagt. Auf der gegenüberliegenden Dachseite hat sich die Längsverbindung der Mauerbank weitgehend gelöst. Die Aufnahme der Horizontalkräfte aus den Leergespärren durch die Bundträme ist somit nicht mehr sichergestellt.
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: Im Bereich einer ehemaligen Kamindurchdringung liegen große Verformungen vor, welche auch von außen deutlich sichtbar sind. Im Bereich der nordöstlichen Grate klaffen am Firstpunkt mehrere Verbindungen der hier ausnahmsweise vorhandenen Stuhlsäule. Die Sparren der Leergespärre sind nur mit einem Schmiedenagel auf den Mauerbänken befestigt. Diese Verbindungen klaffen zum Teil erheblich.
0 ...	Verschlechterungstendenz: keine
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
4 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten Monate vor

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-2 vom 29. Oktober 2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [18]

3-4 FRANZISKANERKLOSTER (FRANZISKANERPLATZ 14) [14]

3-4.1 TRAGWERKSBECHREIBUNG

In dieser Tragwerksbeschreibung und der weiteren Zusandsbeurteilung wird das Dachtragwerk des Franziskanerklosters betrachtet, welches südlich an die Franziskanerkirche anschließt. Zum Zeitpunkt des Forschungsprojektes „D(N)achhaltigkeit“ wurden die Dachräume des Klosters großteils ausgebaut. Dieser Teil wurde davon verschont.

Beim untersuchten Dachstuhl handelt es sich um ein Kehlbalckendach mit zweigeschossigem, zweifach abgestrebt-stehenden Stuhl und Hahnenbalken (Abbildung 3.14). Die Bundträme sind nicht zugänglich, da sie in die Dippelbaumdecke der oberen Geschossdecke integriert wurden. Im ersten Geschoss werden die Stuhlwände durch Steig- und Fußbänder ausgesteift. Im zweiten Geschoss werden ausschließlich Fußbänder als Aussteifung in der Stuhlebene verwendet.

Im Zuge der Gebäudeverbreiterung Richtung Osten wurde der Bestand mit einem neuen Tragwerk erweitert. So besteht das neue Tragwerk aus einer abgestrebt-stehenden Stuhlwand und zahlreichen Abstützungen auf das ursprüngliche Tragwerk. Zudem veranlassten die Zimmermeister durch das nunmehr asymmetrische Gesamttragwerk, in den Bestand Stützblöcke einzubauen, welche einen Pfettenstrang des neuen Tragwerks unterstützen.

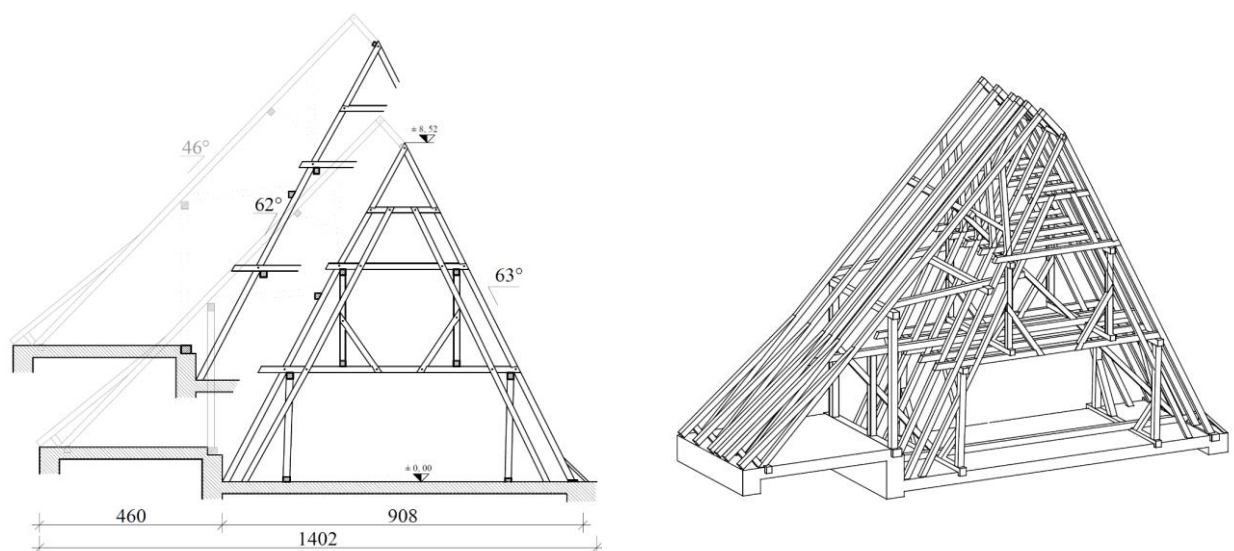


Abbildung 3.14 Tragsystem (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-4.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

Im gesamten Dachstuhl fehlen zahlreiche Bauteile. Im Anschlussbereich zum Kirchendach fehlen Kehlbalcken (vgl. Abbildung 3.15). Weiters fehlen im ersten Geschoss des gesamten Dachstuhls Fußbänder zwischen Stuhlwand und Bundtram, weswegen zahlreiche Verbindungen klaffen. Die Abstützkonstruktion infolge der Gebäudeverbreiterung wurden zum Teil nicht fachgemäß durchgeführt. So wurden zahlreiche Verbindungen nicht konstruktiv gesichert. Zudem lehnen einzelne Abstützhölzer lose am Tragwerk. Einzelne Verbindungen und Sparrenfußpunkte sind infolge Pilzbefalls schwer beschädigt (siehe Abbildung 3.16).



Abbildung 3.15 links: Bick zum First – zahlreiche Kehlbalken wurden ersatzlos gekappt, rechts: fehlender Kehlbalken.



Abbildung 3.16 Schädigung von Verbindungen und Sparrenfußpunkten infolge von Pilzbefall.

Tabelle 7 Zustandsbeurteilung Franziskanerkloster ([14] S.188)

0,5 ...	Schadensfolgeklasse: Wohnbau
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich in den letzten Jahrzehnten
0 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): nur in Einzelfällen
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nur in Einzelfällen
1 ...	konstruktive Mängel: Im gesamten Dachstuhl fehlen zahlreiche Bauteile (z. B.: Fußbänder im ersten Geschoss zwischen Stuhlwand und Bundtram), zahlreiche Verbindungen klaffen deutlich. Die Abstützungen des neueren Tragwerksteils (infolge der Gebäudeverbreiterung) auf den Bestand sind zum Teil nicht fachgemäß. Viele Verbindungen haben keine konstruktive Lagesicherung. Einzelne Abstützungshölzer lehnen lose im Tragwerk.
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: siehe konstruktive Mängel
0,5 ...	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung der Bauhölzer
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
2,5 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-11 vom 29.10.2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [19]

(Die Instandsetzung der Dippelbaumdecke wurde im Zuge der Dachbodenausbauten durchgeführt.)

3-5 SCHLOSS EGGENBERG (EGGENBERGER ALLEE 90) [14]

3-5.1 TRAGWERKSBECHREIBUNG

Beim Dachstuhl des Nordtraktes vom Schloss Eggenberg handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zweifach liegendem Stuhl und asymmetrisch einfach stehenden Stuhl sowie Hahnenbalken (siehe Abbildung 3.17).

Alle Anschlüsse der Sparren mit den Hahnen- und Kehlbalken sowie die der Kopfbänder sind als Weißschwanz ausgeführt. Stehend eingebaut sind die rechteckigen Rähme und direkt mit dem Spannriegel und der Stuhlsäule verzapft.

Die liegenden Stuhlwände werden durch eingeklammerte Kopfbänder ausgesteift. Durch überkreuzende Steigbänder wird die stehende Stuhlwand ausgesteift.

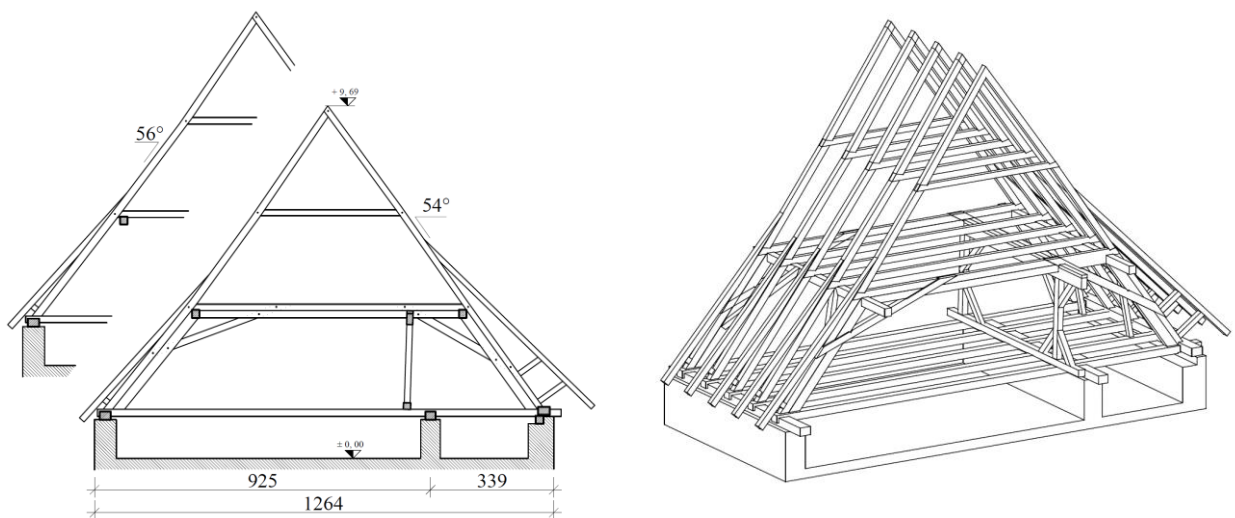


Abbildung 3.17 Tragsystem des Nordtraktes (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-5.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

Deutlich sichtbar hängt die nordseitige Dachfläche durch. Die südseitige Dachfläche hängt negativ durch (Durchhang nach außen) (siehe Abbildung 3.18). Dies resultiert aufgrund der im Querschnitt asymmetrisch angeordneten Stühle und der somit unterschiedlich großen Normalkraftkomponenten. Dies führte beim Tragwerk zu einer asymmetrischen Verformung.



Abbildung 3.18 Durchhang der nordseitigen Sparren

Von Stuhl zu Stuhl sind verschiedene Fußpunktausbildungen vorzufinden. Daraus kann geschlossen werden, dass zahlreiche Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte in der Vergangenheit instandgesetzt werden mussten. Aus heutiger Sicht sind viele dieser Maßnahmen nicht fachgemäß. Verbogene Klammern, klaffende Fugen lassen Zweifel über die Tragsicherheit dieser Instandsetzungsmaßnahmen gerechtfertigt erscheinen (siehe Abbildung 3.19).



Abbildung 3.19 verschiedene Stuhlsäulen- und Sparrenfußpunkte.

Tabelle 8 Zustandsbeurteilung Schloss Eggenberg ([14] S.100)

1 ...	Schadensfolgeklasse: Museum
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich in den letzten Jahrzehnten
0 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): nicht vorhanden bzw. sichtbar
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nicht vorhanden bzw. sichtbar
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: Aufgrund der im Querschnitt asymmetrisch angeordneten Stühle resultieren in den liegenden Stuhlsäulen unterschiedlich große Normalkräfte und somit auch unterschiedlich große Horizontalkomponenten. Dies führte – eventuell gemeinsam mit in der Regel asymmetrischen Windeinwirkungen – zu einer asymmetrischen Verformung des gesamten Tragwerks. Die nordseitige Dachfläche hängt deutlich sichtbar durch, die südseitige Dachfläche weist einen negativen Durchhang auf.
0 ...	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung der Bauhölzer
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
0,5 ...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: Zahlreiche Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte mussten offensichtlich in der Vergangenheit instandgesetzt werden. Diese Annahme dürfte angesichts der oft, von Stuhl zu Stuhl, unterschiedlichen Fußpunktausbildungen und der dort häufig vorhandenen Sattelhölzer, Laschen und/oder schmiedeeisernen Klammern zutreffen. Viele dieser Maßnahmen sind aus heutiger Sicht nicht fachgemäß. Zahlreiche klaffende Fugen, verbogene Klammern etc. lassen Zweifel über die Tragsicherheit dieser Instandsetzungsmaßnahmen gerechtfertigt erscheinen.
2 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf bei der nächsten Erneuerung der Dachdeckung vor.

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-4 vom 29.10.2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [20]

3-6 ZEUGHAUS (HERRENGASSE 16) [14]

3-6.1 TRAGWERKSBESCHREIBUNG

Beim aufgenommenen Objekt der Herrengasse 16 handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zweifach liegendem Stuhl und Hahnenbalken (siehe Abbildung 3.20). Die Bundträme sind nicht zugänglich bzw. sichtbar, da diese in die Dippelbaumdecke integriert wurden. Im zweiten Geschoss wurde als Verstärkungsmaßnahme ein doppeltes Hängewerk eingebaut. Zusätzlich wurden in Folge dieser Arbeiten neue Verbände in die Stuhlwandebene und neue Windrispen bis zum First eingebaut.

Das Satteldach weist auf der Schmalseite Richtung Herrengasse eine Walmfläche auf. Die oberste Geschossdecke ist mit Pflasterklinker belegt.

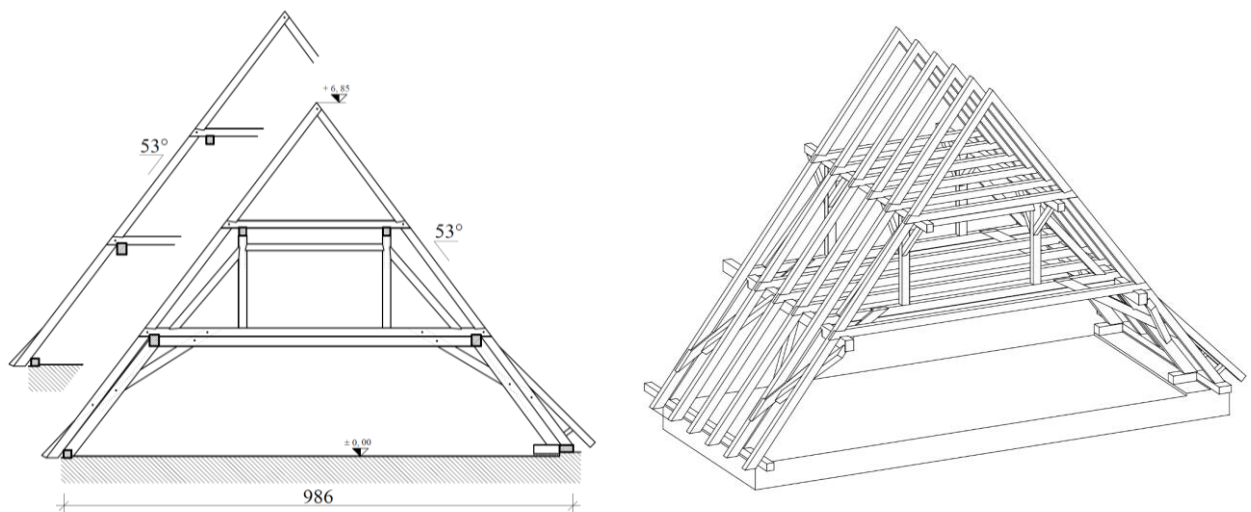


Abbildung 3.20 Tragsystem (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-6.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

Aus heutiger Sicht wurden alle Stuhlsäulenfußpunkte der nördlichen Dachfläche nicht fachgemäß instandgesetzt. Zur Anwendung kamen Sattelhölzer und Ziegelaufmauerungen in Kombination mit geschmiedeten Klammern. Jedoch wurde in der Ausführung erheblich variiert (siehe Abbildung 3.21). Weiters wurden die Sparrenfußpunkte der Leergespärre gekappt und auf neue Mauerbänke aufgesetzt.



Abbildung 3.21 Unfachgemäße Instandsetzung der Stuhlsäulenfußpunkte.

Im nördlichen Stuhlsäulenfußpunkt von Hauptgespärre 11 wurde bei der historischen Instandsetzung eine Holzklammer nicht eingebaut. Dies hat zur Folge, dass Horizontalkräfte nur über Reibung übertragen werden können und deshalb das Rähm zwischen den Hauptgespärren 10 und 12 bei HG11 um rund 2 Dezimeter durchhängt. Somit kann das Rähm den Kehlbalken nicht unterstützen (siehe Abbildung 3.22).



Abbildung 3.22 links: Hauptgespärre (HG) 11, Fußpunkt ohne geschmiedeter Klammer, rechts: Verformung des Rähms zwischen HG 10 und HG 12.

Die Walmdachfläche hin zur Herrengasse wurde aufgrund seiner konstruktiven Ausführung nachträglich errichtet, mehrfach saniert und verstärkt (siehe Abbildung 3.23). Dies ist ersichtlich, da zwei doppelte Hängewerke und ein doppeltes Sprengwerk eingebaut wurden. Der gesamte Sparrenschub der Dachfläche wird über wenige Schmiedenägel auf das ursprüngliche Tragwerk übertragen, wobei die Tragsicherheit dieses Bereichs in seiner jetzigen Form in Frage gestellt werden kann.



Abbildung 3.23 Tragwerk im Bereich der Walmdachfläche zur Herrengasse.

Die tragenden Bauteile weisen erhebliche Schrägfasrigkeit und großteils Insektenbefall (abgeklungen) auf (siehe Abbildung 3.24, links). Viele zimmermannsmäßige Verbindungen können aufgrund ihrer Klaffung keine Kräfte mehr aufnehmen (siehe Abbildung 3.24, mitte, rechts). Zudem hängt die oberste Geschossdecke im Mittel um 6 cm durch und schwingt spürbar.



Abbildung 3.24 links: abgeklunger Nagekäferbefall, mitte/rechts: klaffende Verbindungen.

Tabelle 9 Zustandsbeurteilung Zeughaus ([14] S.85)

1 ...	Schadensfolgeklasse: Museum
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
1 ...	Umbauten und Instandsetzungen: Einbau von doppelten Hängewerken zwischen Kehl- und Hahnenbalken in den letzten Jahrzehnten. Die zur Herrengasse gerichtete Walmdachfläche wurde offensichtlich erst zu einem späteren Zeitpunkt in der jetzigen Form hergestellt bzw. mehrfach saniert und verstärkt (z.B. durch den Einbau von zwei doppelten Hängewerken und einem doppelten Sprengwerk). Diese Annahme erscheint aufgrund der konstruktiven Ausführung gerechtfertigt. Soweit feststellbar, wird der gesamte Sparrenschub der Dachfläche über wenige Nägel auf das ursprüngliche Tragwerk übertragen. Die Tragsicherheit dieses Bereiches muss in seiner jetzigen Form angezweifelt werden.
0 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): nur in Einzelfällen
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nicht vorhanden bzw. sichtbar
1 ...	konstruktive Mängel: Alle Stuhlsäulenfußpunkte der nördlichen Dachfläche wurden in der Vergangenheit aus heutiger Sicht nicht fachgemäß instandgesetzt. Hierzu kamen Sattelhölzer und Ziegelaufmauerungen in Kombination mit geschmiedeten Klammern zur Anwendung. Die Ausführungen variieren zum Teil erheblich. Die Sparrenfußpunkte der Leergespärre wurden gekappt und auf neue Mauerbänke aufgesetzt. Die historische Instandsetzung des nördlichen Stuhlsäulenfußpunktes von Hauptgespärre (HG) 11 entbehrt jeder Klammer. Horizontalkräfte können hier daher nur durch Reibung übertragen werden. Dies hat zur Folge, dass das Rähm zwischen den Hauptgespärren 10 und 12 bei HG 11 um rund 2 Dezimeter durchhängt. Viele Kehlbalken-Rähm-Verbindungen klaffen um bis zu 5 cm. Das Rähm kann seine Funktion als Unterstützung der Kehlbalken hier nicht erfüllen.
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: siehe konstruktive Mängel
0 ...	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung der Bauhölzer
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
0 ...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: keine
3,5 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten Monate vor.

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-3 vom 29.10.2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [21]

3-7 PARTEIENHAUS (HOFGASSE 10 A) [14]

3-7.1 TRAGWERKSBESCHREIBUNG

Bei der Dachkonstruktion des Parteienhauses handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zweifach liegendem Stuhl (siehe Abbildung 3.25). Der konische Grundriss bewirkt unterschiedliche Spannweiten und Dachneigungen von Gespärre zu Gespärre. Die liegenden Stuhlwände werden durch Streben, welche mit den Stuhlsäulen und Rähmen verblattet sind und durch Brustriegel ausgesteift.

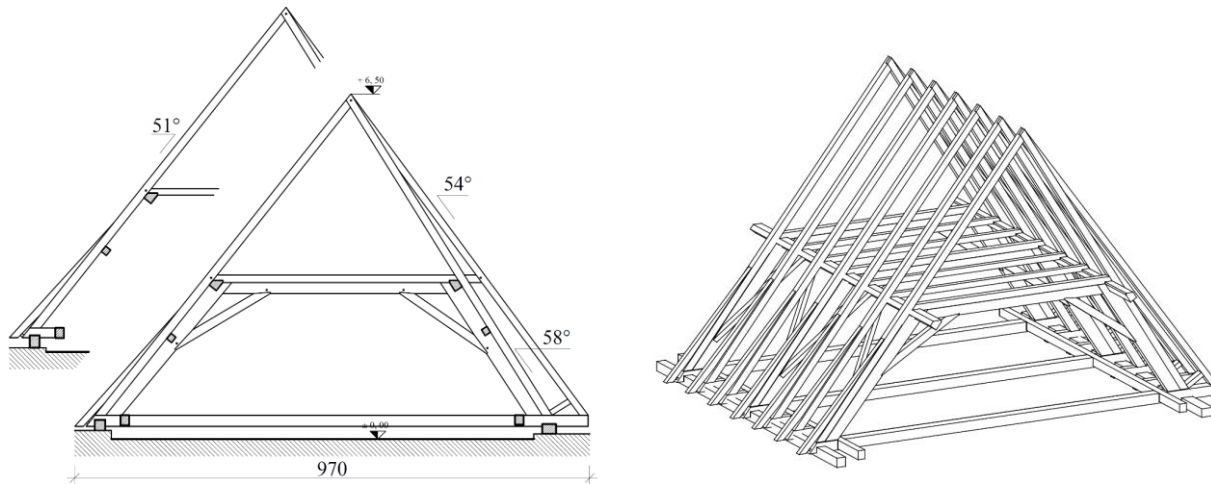


Abbildung 3.25 Tragsystem (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-7.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

Die Inspektion des Hauptgespärres 1 ist aufgrund der dreiseitigen Einbindung in die Feuermauer erschwert. In der Vergangenheit musste der Bundstram bereits einmal gestückelt werden. Die Instandsetzung mit einer einseitigen Klammer ist nicht fachgemäß und es ist anzunehmen, dass die eingeleiteten Kräfte aus den Rähmen großteils über Kontaktdruck in das Mauerwerk eingeleitet werden. Zudem ist der Stuhlsäulenfußpunkt durch einen Pilzbefall schwer geschädigt (siehe Abbildung 3.26 links).

In der Vergangenheit waren an der westlichen Dachseite (zw. Hauptgespärre 3 und 4) zahlreiche Instandsetzungsarbeiten notwendig. Dabei wurden bei der Bauaufnahme folgenden Schäden vorgefunden (vgl. [14] S. 129):

- „Der Bundstramkopf von HG 3 wurde infolge des Einbaus einer neuen Mauerbank deutlich geschwächt. Quersicherungen sind nicht vorhanden (siehe Abbildung 3.26 rechts).
- Der Wechselbalken wurde nicht ersetzt.
- Die gekappten Sparrenfußpunkte der Gespärre 3.1, 3.2, 4, 4.1, 4.2 und 5 wurden nicht fachgemäß angestückelt bzw. auf das Auflager geführt.
- Die Instandsetzung des Hauptgespärres 4 weist als Verbindung der Laschen mit dem neuen Bundstram nur eine 16 mm starke Gewindestange auf (siehe Abbildung 3.27)
- Im Hauptgespärre 5 wurde kein Zugstab eingebaut, welcher den Zweigelenkrahmen des liegenden Stuhls wiederherstellen würde.“



Abbildung 3.26 links: Stuhlsäulenfußpunkt von Hauptgespärre 3
rechts: instandgesetzter und geschädigter Stuhlsäulenfußpunkt von HG 1.



Abbildung 3.27 Instandsetzungen links: Hauptgespärre 4, mitte/rechts: Leergespärre 3.1 und 3.2

Tabelle 10 Zustandsbeurteilung Parteienhaus ([14] S.129)

0,5 ...	Schadensfolgeklasse: Wohnbau
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
1 ...	Umbauten und Instandsetzungen: Auf der westlichen Dachseite (zwischen Hauptgespärre 3 und 4) waren in der Vergangenheit zahlreiche Instandsetzungsarbeiten erforderlich. (siehe Aufzählungspunkte in Kap. 3-7.2)
1 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): Das Hauptgespärre (HG) 1 ist dreiseitig in die Feuermauer eingebunden. Daher ist die Inspektion – bei gleichzeitig hoher Schadenssensibilität – erheblich erschwert. Der Bundtram musste in der Vergangenheit bereits einmal gestückelt werden und der Stuhlsäulenfußpunkt ist infolge von Pilzbefall schwer geschädigt. Die vorliegende Instandsetzung mit einer einseitigen Klammer ist nicht fachgemäß. Es kann angenommen werden, dass die von den Rähmen in das HG 1 eingeleiteten Kräfte großteils durch Kontaktdruck, direkt in das Mauerwerk der Feuermauer, übertragen werden.
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nicht vorhanden bzw. sichtbar
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: keine
0 ...	Verschlechterungstendenz: keine
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
2,5 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-6 vom 29.10.2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [22]

3-8 MUSIKUNIVERSITÄT (HOFGASSE 10) [14]

3-8.1 TRAGWERKSBESCHREIBUNG

Beim Dachstuhl der Musikuniversität handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zweigeschossig liegendem Stuhl und mittiger zweiteiliger Hängesäule (siehe Abbildung 3.28). Die liegenden Stühle werden mit Streben ausgesteift, welche an Fußschwelle und Rähm verzapft sind. Diese Streben sind mit den Brustriegeln überblattet. Da sich unter dem Dachraum ein stützenfreier Raum befindet, wird vermutet, dass die (vermutete) Dippelbaumdecke über die Hängesäule an den Dachstuhl hochgehängt ist.

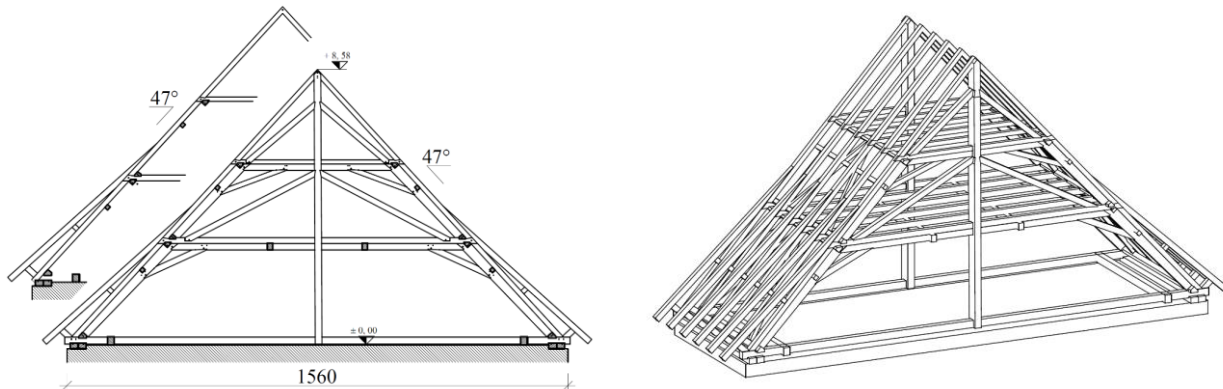


Abbildung 3.28 Tragsystem (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-8.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

An drei der vier Gebäudeecken wurden Kamine eingebaut, wobei zwei davon wieder abgetragen wurden. Beim Einbau wurden doppelte Mauerbänke, Fußschwellen und Streben ersatzlos gekappt (siehe Abbildung 3.29).

Im Zuge des Einbaus einer Lüftungsanlage wurde der zum Teil im Mauerwerk eingebundene Bundtramm geschwächt (siehe Abbildung 3.30).

In der Vergangenheit kam es aufgrund der undichten Dachdeckung im Bereich der Dachdurchdringungen und mangelhafter Durchlüftung zu Pilzbefall und somit zu einer Schädigung der Holzbauteile (siehe Abbildung 3.31).



Abbildung 3.29 Kappung von Bauteilen infolge des Einbaus von Kaminen



Abbildung 3.30 links: Schwächung des Bundtrams, rechts: eingebaute Haustechnikanlage



Abbildung 3.31 links: geschädigter Stuhlsäulen-Fußschwelle-Bundtram-Knoten, rechts: geschädigter Aufschiebling

Tabelle 11 Zustandsbeurteilung Musikuniversität ([14] S.116)

1 ...	Schadensfolgeklasse: Universität
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich nicht in den letzten Jahrzehnten
0,5 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): Infolge von, in der Vergangenheit vorhandenen, Undichtigkeiten der Dachdeckung im Bereich der Kamine und mangelhafter Durchlüftung kam es zur Schädigung von Holzbauteilen infolge Pilzbefall. Diese Schädigungen betreffen vor allem die an die Giebelmauern angrenzenden Stuhlsäulenfußpunkte.
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nicht vorhanden bzw. sichtbar
1 ...	konstruktive Mängel: In drei der vier Gebäudeeckpunkte wurden Kamine eingebaut, welche inzwischen großteils wieder abgebrochen wurden. Beim Einbau der Kamine wurden die doppelten Mauerbänke, Fußschwellen und Streben ersatzlos gekappt. In einer Gebäudeecke wurde der Bundtrams in das Mauerwerk eingebunden und inzwischen aufgrund des Einbaues einer Lüftungsanlage geschwächt.
0 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: keine
0,5 ...	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung der Fußpunkte
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
0 ...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: keine
3 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-5 vom 29.10.2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [23]

3-9 ALTE UNIVERSITÄT (HOFGASSE 14) [14]

3-9.1 TRAGWERKSBESCHREIBUNG

Beim Dachstuhl der Alten Universität handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zweigeschossig, zweifach liegendem Stuhl und mittiger hängewerksartig abgestrebter Hängesäule (siehe Abbildung 3.32). In beiden Geschossen befinden sich Fuß- und Brustschwellen. Als Aussteifungselemente dienen paarweise angeordnete Windrispen.

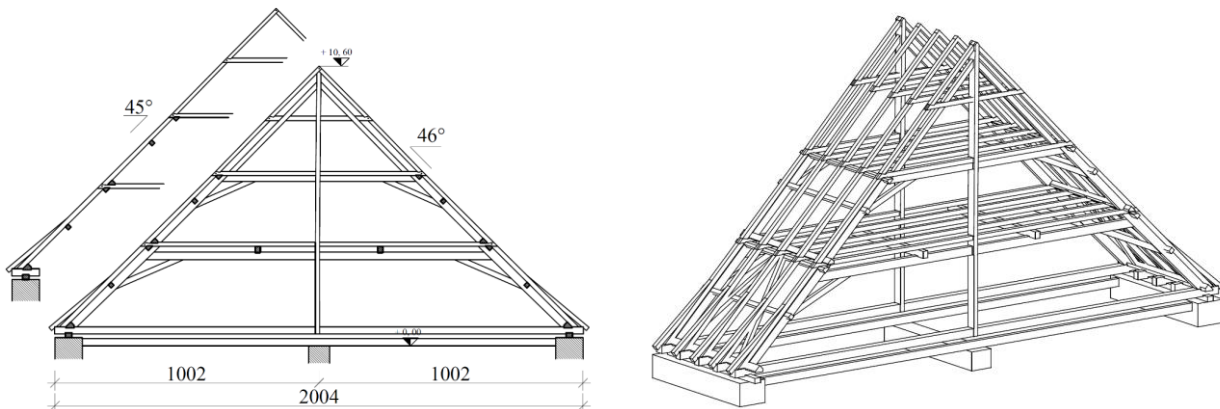


Abbildung 3.32 Tragsystem (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-9.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

An einem an der Nordseite liegenden Hauptgespärre wurde eine schwerwiegende Holzzerstörung infolge Pilzbefalls nahe eines Kamins festgestellt (siehe Abbildung 3.33). Dieser Schaden kann auf Mängel in der Dachdeckung im Bereich des Kamins zurückgeschlossen werden. Aufgrund dieser Schädigung der Hauptgespärre klaffen die Kopfbandverbindungen zum Teil erheblich (siehe Abbildung 3.34).



Abbildung 3.33 Infolge Pilzbefall geschädigter Stuhlsäulenfußpunkt



Abbildung 3.34 Klaffende Kopfbandverbindungen

Tabelle 12 Zustandsbeurteilung Alte Universität ([14] S.142)

1 ...	Schadensfolgeklasse: Veranstaltungsbau
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich nicht in den letzten Jahrzehnten
1,5 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): An der nordseitigen Dachfläche des Dachstuhls trat im, an einen Kamin angrenzenden, Hauptgespärre (liegender Stuhl) schwerwiegende Holzerstörung infolge Pilzbefall (basierend auf Feuchteintritt durch Mängel im Anschlussbereich der Dachdeckung an den Kamin) auf. Dieser Schaden betrifft einen statisch besonders wesentlichen Bauteil. Weitere Schäden - jedoch mit geringerem Schadensumfang - existieren an mehreren Fußpunkten.
1 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: siehe Holzerstörung
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: Insbesondere die Kopfbandverbindungen jener Hauptgespärre, welche infolge von Pilzbefall geschädigt sind, klaffen zum Teil erheblich. Zudem haben sich die Spannriegel erheblich verformt.
0 ...	Verschlechterungstendenz: keine
0 ...	In-Situ-Probepbelastungen: keine
0 ...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: keine
4 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten Monate vor.

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-427-1 vom 01.07.2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [24]

(Die Instandsetzung wurde bereits durchgeführt.)

3-10 FRANZISKANERKIRCHE (FRANZISKANERPLATZ 14) [14]

3-10.1 TRAGWERKSBESCHREIBUNG

Das Tragwerk des Langhauses des Franziskanerklosters kann in seiner ersten Ausführung als Kehlbalkendach mit drei Kehlbalkenebenen, Streben, Hängesäule und Hängestreben bezeichnet werden (siehe Abbildung 3.35).

Ursprünglich hatte das Langhaus eine Flachdecke, welche durch ein Gewölbe im Zuge der Umbauarbeiten der Kirche im Jahre 1519 in eine dreischiffige Hallenkirche ersetzt wurde. Dabei waren zahlreiche Tragwerksänderungen erforderlich. So wurden alle Bundträme, Hängesäulen und Hängestreben gekappt. Zusätzlich wurden nordseitig stehende Stuhlwände sowie die südseitige Stuhlwand mit aller Wahrscheinlichkeit nach erst zu diesem Zeitpunkt eingefügt. Zudem wurden die mittlere Hängesäule mittels Ziegelstücke auf das Gewölbe abgestellt.

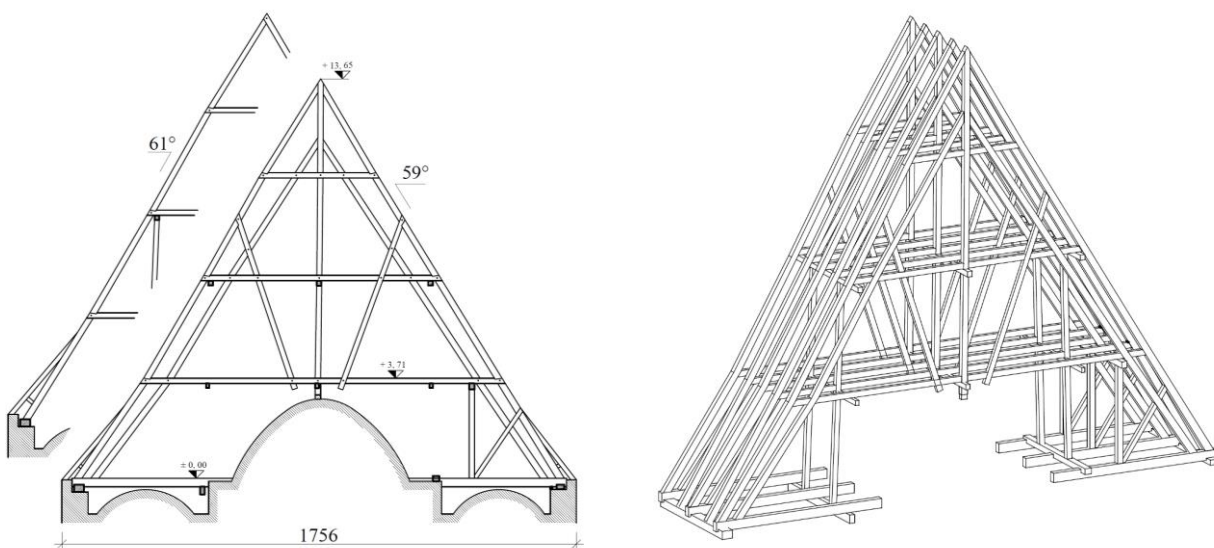


Abbildung 3.35 Tragsystem des Langhauses (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-10.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

Das gesamte Tragwerk ist stark verschmutzt, was zu Folge hat, dass die eingedrungene Feuchtigkeit nur schwer austrocknen kann und somit das Tragwerk anfällig für Schäden ist. Beinahe die Hälfte aller Streben- und Sparrenfußpunkte sind durch einen Pilzbefall geschädigt (siehe Abbildung 3.36 und Abbildung 3.37). Diese Tatsache kann auf die starke Verschmutzung des Dachstuhls zurückgeführt werden. Einige Fußpunkte wurden nicht fachgemäß instandgesetzt.



Abbildung 3.36 Geschädigte Fußpunkte in unterschiedlichen Hauptgespärren.



Abbildung 3.37 links: die Mauerbank ist infolge von Innenfäule zerstört (siehe Eindringtiefe des Lattenhammers).
rechts: Verschmutzung des Tragwerks

Zahlreiche Verbindungen klaffen oder haben versagt (siehe Abbildung 3.38).



Abbildung 3.38 klaffende Verbindungen

Zahlreiche Sparren sind schwer geschädigt und / oder wurden nicht fachgemäß instandgesetzt (siehe Abbildung 3.39).



Abbildung 3.39 Geschädigte Sparren, Rechts: Sparrenstoß mit liegendem Blatt (keine Tragfähigkeit für Biegemomente).

Tabelle 13 Zustandsbeurteilung Franziskanerkirche ([14] S.173)

1 ...	Schadensfolgeklasse: Kirche
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich nicht in den letzten Jahrzehnten
1,5 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): Rund die Hälfte aller Streben- und Sparrenfußpunkte sind entweder infolge von Pilzbefall geschädigt oder nicht fachgemäß instandgesetzt worden. Zahlreiche Sparren sind schwer geschädigt und/oder nicht fachgemäß instandgesetzt worden.
0,5 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: Zahlreiche Verbindungen klaffen oder haben versagt.
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: Insbesondere die Kopfbandverbindungen jener Hauptgespärre, welche infolge von Pilzbefall geschädigt sind, klaffen zum Teil erheblich. Zudem haben sich die Spannriegel erheblich verformt.
0,5 ...	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung des gesamten Tragwerks
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
0 ...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: keine
4 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten Monate vor!

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-10 vom 29.10.2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [25]

3-11 PALAIS HERBERSTEIN (SACKSTRASSE 16) [14]

3-11.1 TRAGWERKSBE SCHREIBUNG

Das Dachwerk des Palais Herberstein besteht aus einem Haupttrakt und vier Nebentrakten (siehe Abbildung 3.40). Im Zuge des Forschungsprojektes „D(N)achhaltigkeit“ wurden nur die Nebentrakte untersucht. Der Westtrakt (Haupttrakt) wurde im Zuge einer Gutachtenerstellung besichtigt.

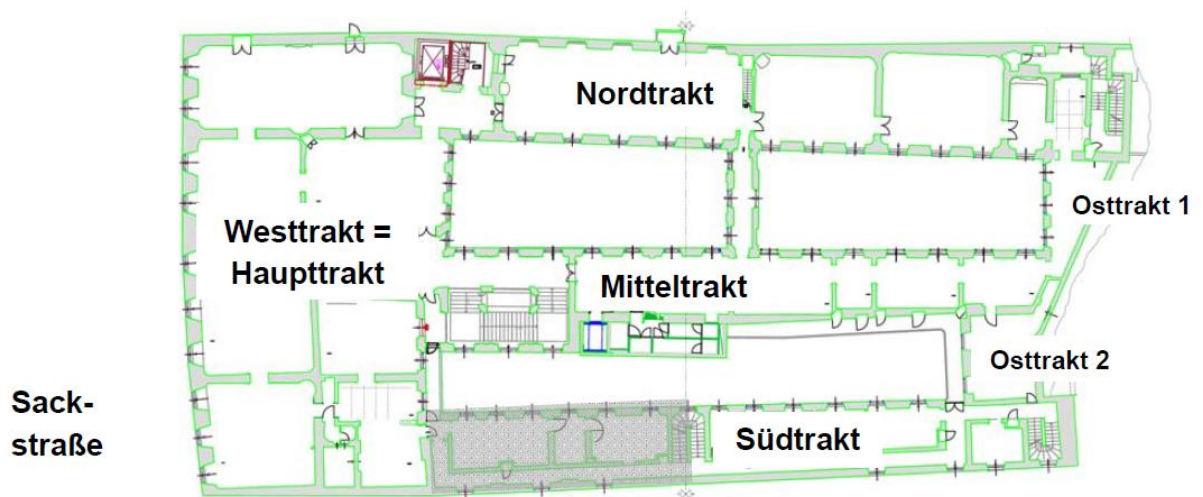


Abbildung 3.40 Bezeichnungen der Trakte. [26]

TRAGSYSTEM - NORDTRAKT

Beim Tragsystem des Nordtraktes handelt es sich um ein asymmetrisches Kehlbalkendach mit zweifach liegendem Stuhl und einem Sparrenknecht für die südliche Dachhälfte (siehe Abbildung 3.41). Ausgesteift wird das Tragwerk mit Streben, am liegenden Stuhl und Rähm, welche mit einem sogenannten „Weißschwanz“ verbunden sind. Zudem sind die Sterben am Brustriegel überblattet.

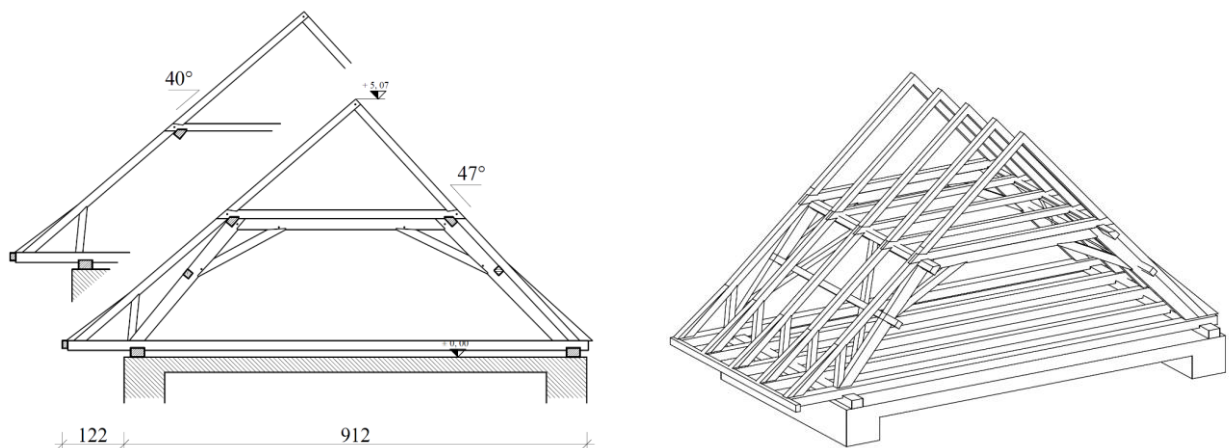


Abbildung 3.41 Tragsystem Nordtrakt (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

TRAGSYSTEM - MITTELTRAKT

Beim Tragsystem des Mitteltraktes handelt es sich um ein asymmetrisches Kehlbalkendach mit zweifach liegendem Stuhl und Sparrenknechten an beiden Dachhälften (siehe Abbildung 3.42). Auch in diesem Trakt wird dasselbe Aussteifungssystem verwendet, wie beim Nordtrakt.

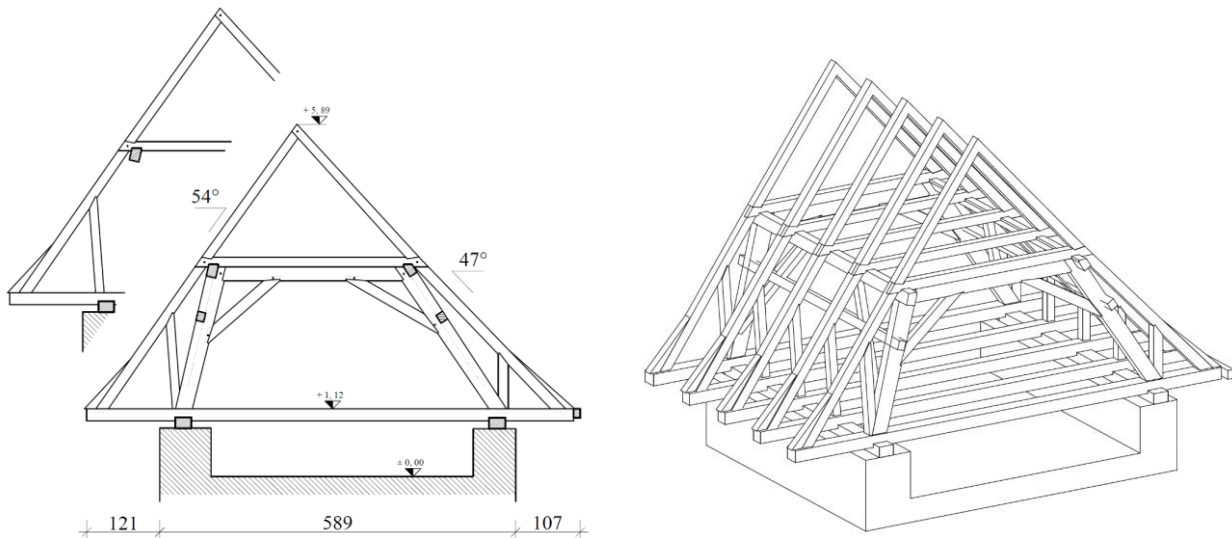


Abbildung 3.42 Tragsystem Mitteltrakt (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

TRAGSYSTEM - OSTTRAKT

Beim nördlichen Bereich der Osttraktes handelt es sich um ein asymmetrisch Kehlbalkendach mit einem westseitigen Sparrenknecht. Im südlichen Bereich der Osttraktes handelt es sich hingegen um ein asymmetrisches Kehlbalkendach mit zweifach liegendem Stuhl und Sparrenknecht in der westlichen Dachhälfte.

TRAGSYSTEM – SÜDTRAKT

Dieses Tragsystem kann als Kehlbalkendach mit zweifach liegendem Stuhl bezeichnet werden. Die Bundträne der Voll- und Leergespärre wurden in die Dippelbaumdecke integriert, weshalb diese nicht zugänglich sind.

TRAGSYTEM - WESTTRAKT

Bei diesem Dachstuhl handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zwei Stuhlstockwerken. Im unteren Geschoss besteht der Stuhl aus zwei liegenden und zwei stehenden Stuhlsäulen mit zahlreichen Fuß- als auch Kopfbändern. Im zweiten Geschoss besteht der Stuhl aus zwei stehenden Stuhlsäulen.

3-11.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

SCHADENSERFASSUNG – WESTTRAKT

In zwei Vollgespärre wurde an den Stuhlsäulenfußpunkten erhebliche Quersugrisse vorgefunden (siehe Abbildung 3.43). Teilweise wurden andere geschädigte Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte durch eine Abstützung auf die Dippelbaumdecke nicht fachgemäß instandgesetzt.

Viele Bauteile und Stäbe im Dachstuhl zeigen beträchtliche Langzeitverformungen, zudem klaffen zahlreiche Verbindungen und sind deshalb teilweise nicht mehr tragfähig (siehe Abbildung 3.44).

Alle Bauhölzer sind stark verschmutzt, was sich auf die Dauerhaftigkeit auswirken kann, da die evtl. eingedrungene Feuchtigkeit nicht mehr austreten kann.



Abbildung 3.43 *Quersugversagen des Bundtrams, rechts: Abstützung auf Dippelbaumdecke*

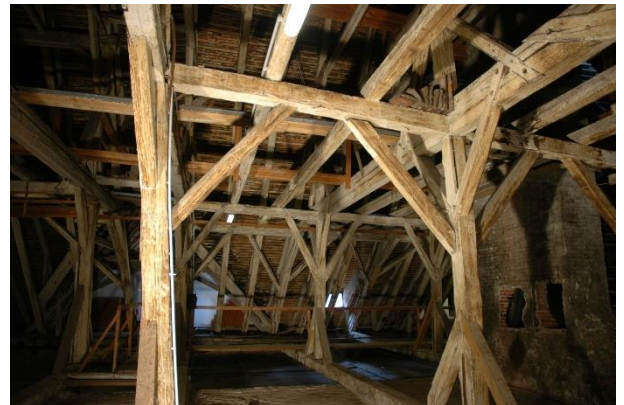


Abbildung 3.44 *links: Verformung eines Bundtrams, rechts: Verzerrung der Stuhlwand.*

SCHADENSERFASSUNG – NORDTRAKT

In der Vergangenheit wurden zahlreiche Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte nicht fachmäßig instandgesetzt (siehe Abbildung 3.45). Zudem kam es aufgrund der teilweisen Verschmutzung zu Schädigung einzelner Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte durch Pilzbefall.



Abbildung 3.45 nicht fachgemäß instandgesetzte Stuhlsäulenfußpunkte

SCHADENSERFASSUNG – SÜDTRAKT

Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte weisen aufgrund in der Vergangenheit Undichtigkeiten teilweise massive Schäden infolge Pilzbefalls auf (siehe Abbildung 3.46 und Abbildung 3.47, links). Weiters sind große Abschnitte im Auflagerbereich der Dippelbaumdecke infolge Pilzbefalls zerstört (siehe Abbildung 3.47, rechts und Abbildung 3.48).



Abbildung 3.46 Zerstörte Sparrenfußpunkte infolge Pilzbefall



Abbildung 3.47 links: zerstörter Sparrenfußpunkt, rechts: zerstörte Dippelbaumköpfe



Abbildung 3.48 zerstörter Auflagerbereich der Dippelbaumdecke.

Messungen des Abstandes zwischen Druckriegel-Unterkante und Ziegelbelag-Oberkante zeigten, dass die Stühle 2, 3 und 5 um je rund 5 cm Richtung Süden verdreht/verkippt sind (siehe Abbildung 3.49).

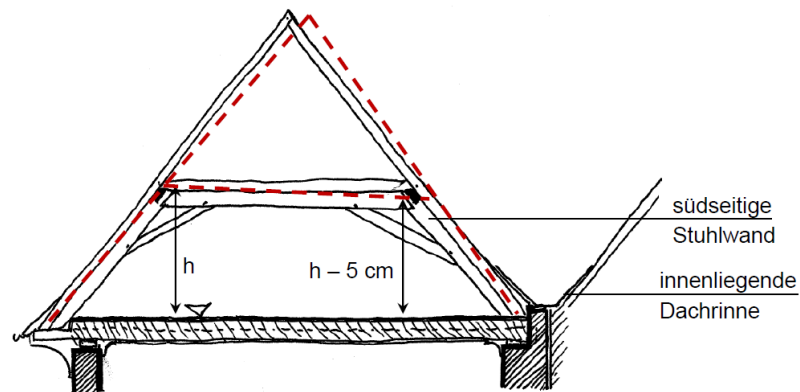


Abbildung 3.49 Verdrehung der Stühle 2, 3 und 5 (Verformungen nicht maßstäblich) [26]

Tabelle 14 Zustandsbeurteilung Palais Herberstein – Südtrakt ([14] S.205)

1 ...	Schadensfolgeklasse: Museum
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich nicht in den letzten Jahrzehnten
1,5 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): -die südseitigen Stuhlsäulenfußpunkte von Stuhl 2, 3 und 5 wurden in der Vergangenheit nicht fachgemäß instandgesetzt. Die Horizontalkraftverbindungen zur Dippelbaumdecke (bzw. dem sich darin befindlichen Bundtram) wurden nicht wiederhergestellt. Die Abstützungen leiten zudem Vertikallasten in die Dippelbaumdecke ein. - der südseitige Stuhlsäulenfußpunkt von Stuhl 4 ist infolge von Pilz- und Insektenbefall schwer geschädigt, jedoch noch tragfähig - aufgrund von Holzerstörung infolge von Pilz- und Insektenbefall können an Fußpunkten der Leergespärre 4.4, 4.3, 4.2, 4.1, 3.4, 3.3, 3.2 und 3.1 keine Horizontalkräfte in die Dippelbaumdecke bzw. Bundträme weitergeleitet werden. Die teilweise eingebauten Sparrenknechte sind statisch als Pendelstäbe zu sehen und können keine Horizontalkräfte übernehmen. Die Fußpunkte der angrenzenden Gespärre wurden nicht detailliert untersucht, sie lassen jedoch visuell keinen besseren Zustand als jener der genannten Gespärre erwarten.
1 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: siehe Holzerstörung
1 ...	konstruktive Mängel: Das Kehlbalkendreieck ist mangels Zugband (Bundtram) über große Länge nicht kraftschlüssig geschlossen.
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: Messungen des Abstandes zwischen Spannriegel-Unterkante und Ziegelbelag-Oberkante zeigten, dass die Stühle 2, 3 und 5 um je rund 5 cm Richtung Süden verdreht/verkippt sind.
0,5 ...	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung der Traufpunkte
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
0 ...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: keine
5 ...	Summe

Es liegt unmittelbarer Handlungsbedarf vor.

Im Rahmen der Stellungnahme GU10-904-9 vom 25.08.2010 ist das Institut für Holzbau und Holztechnologie seiner normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen. [26]

3-12 LANDWIRTSCHAFTLICHE FACHSCHULE GROTTENHOF (KROTTENDORFER STRAÙE 110) [27]

3-12.1 TRAGWERKSBE SCHREIBUNG

Bei dem Dachstuhl handelt es sich um ein Kehlbalckendach mit zweifach liegendem Stuhl und Hahnenbalcken (siehe Abbildung 3.50). Das Gebäude wurde 1780/86 errichtet und ein Zubau erfolgte 1825/50. Die Dachform ist ein Fußwalmdach mit einem Krüppelwalm im Südwesten. Auf der nordwestlichen Seite befindet sich zwischen Vollgespärre 5 bis Vollgespärre 7 ein Anbau. In diesem Bereich sind die Vollgespärre mit Hängesäulen ergänzt (in unterschiedlicher Ausführung) und es sind zwei Ichsengespärre vorhanden. Der Gebäudeteil im Nordosten hat einen stehenden Stuhl als Tragsystem. Dieser Bereich wurde nicht aufgenommen.

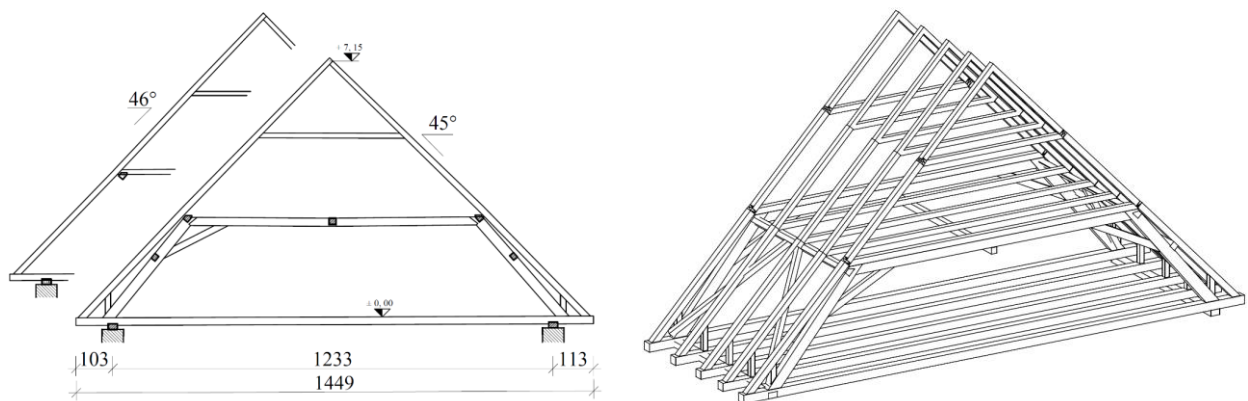


Abbildung 3.50 Tragsystem (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-12.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

Die Schadenserfassung umfasst nur den hölzernen Teil des Tragswerkes. Das Mauerwerk wurde überblicksmäßig begutachtet, auf dem ersten Blick konnten dort keine schweren Schäden festgestellt werden. Die Deckenkonstruktion ist nicht zugänglich. In einigen Bereichen ist die Konstruktion nicht zugänglich, da innenliegend eine Verschalung angebracht ist. Die Schadenserfassung wurde durch starke Verschmutzungen erschwert, wodurch weitere Schäden nicht ausgeschlossen werden können.

Die Schadensschwerpunkte liegen im Traufbereich der Ichsengespärre. In diesem Bereich befindet sich die Dachverschneidung mit der ehemaligen Mühle im Nordosten (siehe Abbildung 3.52 rechts). Die Bundträme der Ichsengespärre sind am Fußpunkt durch Fäulnis bereits vollständig zerstört, was auch an den angrenzenden Bauteilen in Form von Feuchtschäden erkennbar ist. Zudem hat sich am südwestlichen Ichsengespärre die Stuhlsäule abgesenkt. Ein frischer Pilzbefall (Pilzart mangels Myzels nicht bestimmbar) und Insektenfraßgänge sind feststellbar. Es kann vermutet werden, dass hier die Ursache für festgestellte Folgeschäden wie Risse (siehe Abbildung 3.52 links), Klaffungen und Verformungen liegt.

Allgemein sind in der Konstruktion zahlreiche Schäden vorhanden. Im Traufbereich und anderen Bereichen befinden sich an einigen Bauteilen Wasserflecken und Fäulnisschäden aufgrund von in der Vergangenheit undichten Dachkonstruktion. Eine große Anzahl von oberflächlichen Schäden durch Nagekäferbefall ist feststellbar. An zwei Stellen ist Bohrmehl vorhanden, was auf einen aktiven Befall hindeuten konnte. Des Weiteren sind bei einigen Verbindungen Klaffungen und Verdrehungen erkennbar (Abbildung 3.51). Es wurden Bauteile wie Windstreben, Kopfbänder und Sparrenknechte ersatzlos entfernt. In der Konstruktion befinden sich ebenfalls nicht fachmännisch ausgeführte (Abbildung 3.51 rechts) und nicht empfohlene Instandsetzungen, wie schräge Verbretterungen.



Abbildung 3.51 links: klaffendes Kopfband, rechts: nicht fachmäßig instandgesetzte Verbindung



Abbildung 3.52 links: Riss in Stuhlsäule, Rechts: Feuchteschaden im Ichsengesparre mit Pilzbefall

Tabelle 15 Zustandsbeurteilung Landwirtschaftliche Fachschule Grottenhof

1 ...	Schadensfolgeklasse: Schulgebäude
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0,5 ...	Umbauten und Instandsetzungen: vermutet 1980 und später
1 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): Schwere Fäulnisschäden ohne fachmäßige Instandsetzung in den Bereichen der Ichsengesparre
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nicht vorhanden oder sichtbar.
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: Zahlreiche Verbindungen weisen Klaffungen auf. Große Verformungen im Bereich des Ichsengesparres (Südwesten) infolge der Fäulnisschäden.
0,5 ...	Verschlechterungstendenz: Starke Verschmutzungen des Tragwerks
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
0,5 ...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: Einige Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte mussten in der Vergangenheit instandgesetzt werden. Es bestehen von Stuhl zu Stuhl unterschiedliche Ausbildungen (teils Laschen oder schmiedeeisernen Klammern). Viele dieser Maßnahmen gelten als nicht mehr fachgerecht. Auch bei anderen ausgetauschten Bauteilen erfolgt die Verbindung „neu – alt“ oft nur mittels angenagelter Laschen, teilweise nur einseitig.
4 ...	Summe

Es liegt ein Handlungsbedarf innerhalb der nächsten Monate vor!

Die gegenwärtige Bestands- und Schadenserfassung samt Zustands- bzw. Zuverlässigkeitsbeurteilung wurde bis dato nicht abgeschlossen. Der normgemäßen Prüf- und Warnpflicht (ÖNORM B2110) wird im Anschluss nachgekommen.

3-13 TECHNISCHE UNIVERSITÄT GRAZ - „ALTE TECHNIK“ (RECHBAUERSTRASSE 12)

3-13.1 TRAGWERKSDESCHEIBUNG

Das Tragwerk des Südtraktes, sowie des Ost- und Westtraktes [28], kann als asymmetrischer Pfettendachstuhl mit doppeltem Hängewerk beschreiben werden (siehe Abbildung 3.53). Die Fußpfetten liegen beidseitig auf unterschiedlich hohen Kniestockmauern auf. Beim Ost- und Westtrakt liegen die Bundtrame zusätzlich auf der Mittelwand auf. Beim Südtrakt konnte dies aufgrund des Bretterbodens nicht überprüft werden und somit wird angenommen, dass der Bundtram nur auf den Außenmauern aufliegt.

Bei beiden Trakten wird die Fußpfette über Zangen auf die Streben zurückgehängt. Ausgesteift wird das System über Kopfbänder, welche an der Mittelpfette und stehenden Stuhl angeschossen sind.

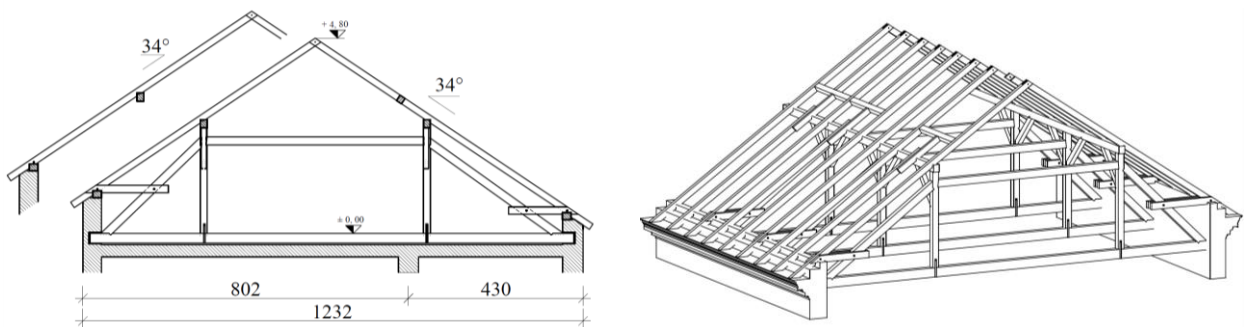


Abbildung 3.53 Tragsystem (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive)

3-13.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

Das Tragwerk des Südtraktes wurde in einen sauberen Zustand vorgefunden. Lediglich in einzelnen Bereichen der Fußpfette und den Verbindungen Bundtram-Strebe, wurden Verschmutzungen lokalisiert (siehe Abbildung 3.54). Aufgrund des eingezogenen Bretterbodens konnten die Bundtramköpfe, welche in das Kniestockmauerwerk eingebunden sind, nicht zur Gänze auf ihren Zustand überprüft werden.



Abbildung 3.54 links: saubere Fußpfette, rechts: verschmutzte Fußpfette

Weiters wurden in allen Trakten Querschnitte an einigen Fersenversätzen der Strebenverbindungen an Bundtram und Stuhlsäule festgestellt (siehe Abbildung 3.55). Diese Schäden können aus der Überlastung der Verbindung resultieren. Als Ursache könnten die Antriebskräfte, welche über Zangen aus den Fußpfette und Mauerbank eingeleitet werden, infrage kommen.

Im Osttrakt wurde an wenigen Stellen Holzerstörungen durch Pilzbefall vorgefunden. Dieser wurde im Zuge der Umbauarbeiten gefunden. Allgemein befinden sich die Hölzer in einen guten Zustand, jedoch kann nicht ausgeschlossen werden, dass auch andere Bereiche betroffen sind.

Im Südtrakt wurde ein Bundtram durch einen Nagekäfer oberflächlich befallen. Der Befall kann als abgeklungen eingestuft werden (siehe Abbildung 3.56).



Abbildung 3.55 *Querzugrisse an Fersenversätzen*



Abbildung 3.56 *links: Im Zuge der Bauarbeiten gefundener schadhafter Bundtramkopf; Osttrakt, [28]
rechts: abgeklungener Nagekäferbefall; Südtrakt*

Tabelle 16 *Zustandsbeurteilung Alte Technik TU Graz*

1 ...	Schadensfolgeklasse: Universitätsgebäude
	Tragsicherheit
0,5 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: gering
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: wahrscheinlich nicht in den letzten Jahrzehnten (Stand: vor Ausbau der Ost- und Westtrakte)
0,5 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): An einigen wenigen Stellen sind Holzerstörungen vorhanden. An einer Stelle ist ein zerstörter Bundtramkopf zum Vorschein gekommen. Es nicht auszuschließen, dass auch andere Bereiche betroffen sind, jedoch ist der Großteil der Bauteile in gutem bis sehr guten Zustand. Im Südtrakt wurde ein Bundtram durch einen Nagekäfer oberflächlich befallen. Der Befall kann als abgeklungen eingestuft werden.
0,5 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: Querzugrisse an Fersenversätze der Strebenverbindungen an Bundtram und Stuhlsäule. Zudem klaffen einzelne Verbindungen.
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen:
0 ...	Verschlechterungstendenz: keine
0 ...	In-Situ-Probepbelastungen: keine
...	Weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters: keine
2,5 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf bei der nächsten Erneuerung der Dachdeckung vor bzw. innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

Die gegenwärtige Bestands- und Schadenserfassung wurde bis dato nicht abgeschlossen. Nach Abschluss der Arbeiten wird entschieden, ob der normgemäßen Warnpflicht (ÖNORM B2110) nachgekommen wird.

3-14 TECHNISCHE UNIVERSITÄT GRAZ – VERWALTUNG (MANDELLSTRASSE 9) [29]

3-14.1 TRAGWERKSDESCHEIBUNG

Das Tragsystem in der Mandellstraße 9 kann als Kehlbalkendach mit abgestrebten, zweifach stehenden Stuhl und Kniestock bezeichnet werden. Der zugehörige Bundtram des Kehlbalkendachs, welcher die Funktion des Zugbandes erfüllt, fehlt jedoch bei diesem sogenannten Grazer Stuhl, sodass eine Hybridkonstruktion aus Sparren- und Pfettendach vorliegt. Aus der Ebene wird das System über Kopfänder ausgesteift, welche an Mittelfette und Stuhlsäule angeschlossen sind [29].

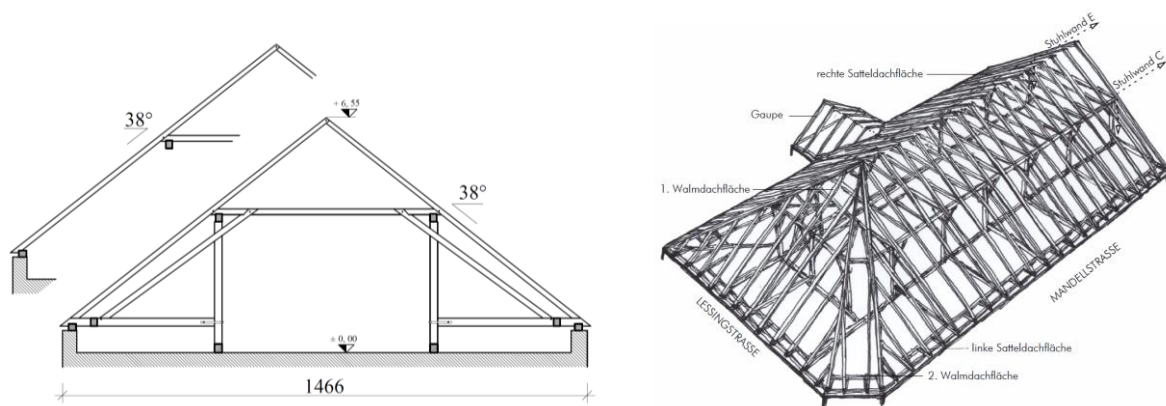


Abbildung 3.57 Tragsystem (links Voll- und Leergespärre, rechts Perspektive) [29]

3-14.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE

Das Tragwerk wurde in einen allgemeinen sehr guten Zustand vorgefunden. Allerdings sind lokal einzelne Schäden aufgetreten. Richtung Mandellstraße wurden schwere Fäulnisschäden, an der Mauerbank im Bereich der Gebäudeecken, sowie teilweise an Stichbalken und Sparrenköpfen, vorgefunden. Zudem wird an der östlichen Gebäudeecke derselbe Schaden vermutet. Diese Schäden können auf eine in der Vergangenheit undichte Dachdeckung und mangelhafter Belüftung der Bauhölzer zurückgeschlossen werden. Aufgrund der genannten Schäden wurden in den Gespärre 24 und 25 die Mauerbankriegel durch seitlich angenagelte Laschen verstärkt. Die Sparren wurden mit kurzen Sparrenknechten unterstellt und die Mauerbankriegel nach unten durch kurze Stützen auf die Decke abgestützt. Durch die Zerstörung der Sparren- und Stichbalkenköpfe wurde bei der Sanierung die Übertragung des Horizontalschubs am Auflager in keiner Weise berücksichtigt (siehe Abbildung 3.58, links).

Vereinzelt wurden Ausflüglöcher des gewöhnlichen Nagekäfers an einzelnen Hölzern gefunden. Jedoch führte dieser zu keiner wesentlichen Schwächung die Querschnitte (siehe Abbildung 3.58, rechts).



Abbildung 3.58 links: Verstärkungen im Bereich der Südecke, rechts: Hausbockbefall am Sparren 16'. [29]

Im Bereich zwischen Achse 3 und 5 konnte man mit freiem Auge leicht die Verformung der Mittelpfette erkennen. Dies ist auf die außergewöhnlich große Stützweite zwischen den beiden Stuhlsäulen zurückzuführen.

Ein Sparren dient als Auflager der beiden Ichsensparren der Gaube. Auch in diesen Bereich kam es zu Verformungen. Die Firstlinie der Gaube neigt sich um rund sieben Zentimeter Richtung Hauptdach.

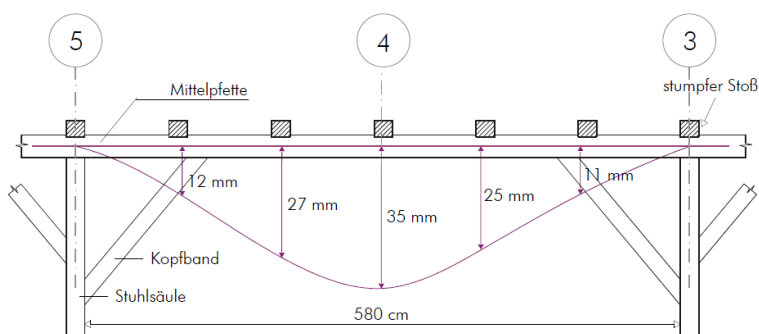


Abbildung 3.59 links: Mittelpfette in Stuhlwand zwischen Stuhl 3 und 5, Blick Richtung Nordost. rechts: Verformung des Sparren 12' (Blick vom First nach unten). [29]

Tabelle 17 Zustandsbeurteilung Mandellstraße 9

1 ...	Schadensfolgeklasse: Verwaltungseinrichtungen
	Tragsicherheit
0,5 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: gering
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: Aufgrund der Fäulnisschäden wurden nicht fachgerechte Umbauarbeiten durchgeführt.
0 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): vorhanden
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nicht vorhanden oder sichtbar
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: Verformung von Mittelpfette und dadurch klaffende Pfetten - Mauerbank-Verbindungen. Gaube neigt sich sieben cm Richtung Hauptdach
0 ...	Verschlechterungstendenz: keine
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
2,0 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf bei der nächsten Erneuerung der Dachdeckung vor bzw. innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

3-15 ANDRÄSCHULE GRAZ (KERNSTOCKGASSE 1) [30]

Dieses Objekt wurde stichprobenartig ausgewählt und ausgearbeitet. Hierbei wurden bei der Besichtigung in Zuge des Forschungsprojekts „D(N)achhaltigkeit“ [14] ausreichend Daten gesammelt, welche eine Zustandsbeurteilung möglich machen.

3-15.1 TRAGWERKSBESCHREIBUNG

Bei diesen Tragsystem handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zum Teil stehenden und liegenden Stühlen und teilweise zusätzlichem, asymmetrischem Hängewerk, womit die Geschossdecke hochgehängt wird (siehe Abbildung 3.60).

Die Spannweite des Dachstuhls beträgt ca. 13 m.

3-15.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE



Abbildung 3.60 links: Kehlbalkendach mit liegenden Stuhl, rechts: Kehlbalkendach mit stehenden Stuhl

Tabelle 18 Zustandsbeurteilung Kernstockgasse 1

1 ...	Schadensfolgeklasse: Schulgebäude
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: nicht bekannt.
0 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): nicht vorhanden oder sichtbar
0 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: nicht vorhanden oder sichtbar
1 ...	konstruktive Mängel: Im Walm- und Ichsenbereich wurde eine zusätzliche Konstruktion eingebaut, um in diesen Bereich in der Vergangenheit auftretenden Verformungen zu reduzieren. Jedoch kann diese in ihrer Ausführung infrage gestellt werden.
0 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: keine
0,5 ...	Verschlechterungstendenz: Zum Teil viel Bauschutt und Dreck, mangelhafte Zugänglichkeit der Bundträme
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
2,5 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

3-16 VS BROCKMANNNGASSE (BROCKMANNNGASSE 119) [30]

Dieses Objekt wurde stichprobenartig ausgewählt und ausgearbeitet. Hierbei wurden bei der Besichtigung in Zuge des Forschungsprojekts „D(N)achhaltigkeit“ [14] ausreichend Daten gesammelt, welche eine Zustandsbeurteilung möglich machen.

3-16.1 TRAGWERKSDESCHEIBUNG

Bei diesen Tragsystem handelt es sich um ein Pfettendachstuhl mit zweifachem Hängewerk und hohem Kniestock. Der Druckriegel des Hängewerks befindet sich auf ca 4 m.

Die Spannweite des Dachstuhls beträgt ca. 12 m.

3-16.2 SCHADENSERFASSUNG UND SCHADENSANALYSE



Abbildung 3.61 links: Pilzbefall Sterbenfußpunkt, rechts: Querrzugriss bei Ausklinkung

Tabelle 19 Zustandsbeurteilung Brockmannngasse 119

1 ...	Schadensfolgeklasse: Schulgebäude
	Tragsicherheit
0 ...	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0 ...	Umbauten und Instandsetzungen: nicht bekannt
1 ...	Holzerstörung (Pilz oder Insektenbefall): Ein Strebenfußpunkt eines Hängewerks ist aufgrund eines Pilzbefalls zerstört.
0,5 ...	Verbindungs- und / oder Stabversagen: Querrzugriss bei einem ausgeklinkten Mittelpfettenaufleger (siehe Abbildung 3.61).
0 ...	konstruktive Mängel: keine
0,5 ...	große Verformungen und/oder Klaffungen: Die Sparren zeigen aufgrund ihrer großen Spannweiten deutlich sichtbare Verformungen. Weiters biegt eine Hängesäule einen Bundtram durch.
0 ...	Verschlechterungstendenz: keine
0 ...	In-Situ-Probebelastungen: keine
3 ...	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

3-17 ERGEBNISSE

Aufgrund der Besichtigungen der Grazer Dachstühle im Zuge des Forschungsprojekts „D(N)achhaltigkeit Graz“ und diverser Masterarbeiten am Institut für Holzbau und Holztechnologie soll nun entschieden werden, ob Instandsetzungsbedarf der einzelnen Dachstühle besteht oder nicht. Dies trifft zu, wenn offensichtliche Schäden am Tragwerk (z.B. versagte Bauteile und/oder Verbindungen) festgestellt wurden oder das Tragwerk stark verschmutzt ist.

Die vorgefundenen Schäden reichen von Verschmutzungen der Dachstühle bis hin zu groben Mängeln an besonders wesentlichen Bauteilen des Tragwerks. Somit kann nicht eine pauschale Aussage über die Zustände der Dachtragwerke gegeben werden.

Bei den in dieser Studie untersuchten Dachstühlen liegt somit ein Instandsetzungsbedarf bei 82 % der Fälle vor (siehe Abbildung 3.62, links). Verglichen zum Forschungsprojekt „D(N)achhaltigkeit Graz“ stieg die Anzahl dieser Objekte, die Anzahl der nicht instandsetzungsbedürftigen Dachstühle blieb hingegen gleich (vgl. [14] S.209).

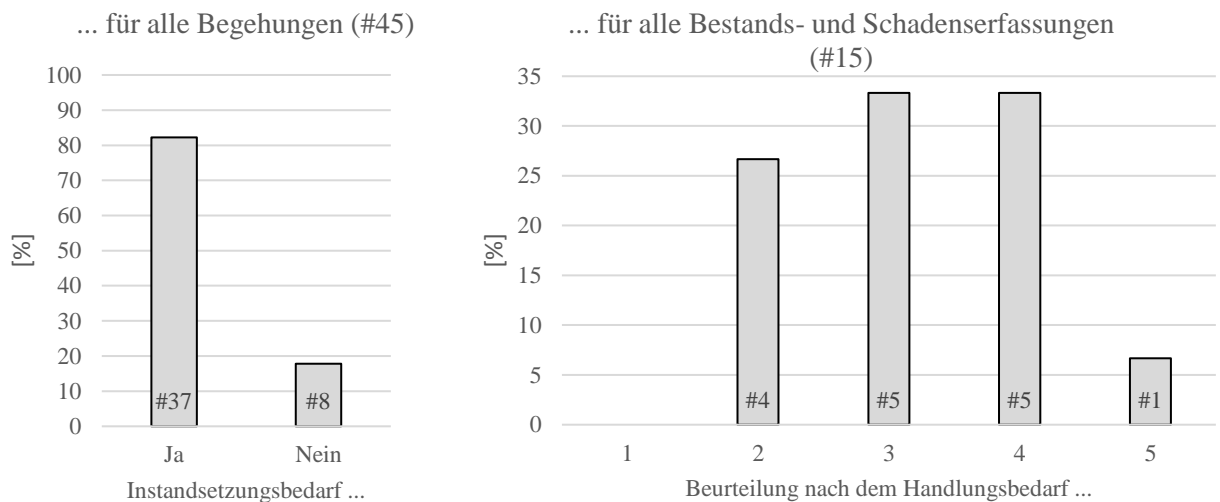


Abbildung 3.62 Ergebnisse der Beurteilungen, links: der Begehungen, rechts: der Bestandserfassungen.

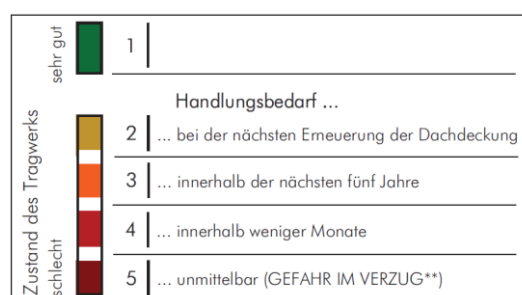


Abbildung 3.63 Notensystem zur Beurteilung nach dem Handlungsbedarf (vgl. [15] S.45)

Legt man nun das Augenmerk auf die 15 Dachstühle, so kann für den Zustand des Großteils der Dachstühle in der Grazer Altstadt geschlossen werden, dass innerhalb der nächsten fünf Jahre Handlungsbedarf hinsichtlich Instandsetzung besteht (siehe Abbildung 3.62, rechts). Dieses Ergebnis spiegelt sich auch in der Zustandsbeurteilung der stichprobenartig ausgewählten Dachstühle (vgl. Abschnitte 3-15 und 3-16) wieder. Bei diesen Dachstühlen standen ausreichend Informationen aus der Besichtigung im Rahmen des Forschungsprojektes zur Verfügung.

KAPITEL 4: VERDICHUNG DURCH MODULAREN HOLZBAU

4-1 ALLGEMEINES ZUM MODULAREN HOLZBAU

4-1.1 EINSTIEG

Der Begriff „Systembau“ kann als Überbegriff aller Bauweisen mit vorgefertigtem System verwendet werden. *„Unter dem Begriff „Modul“ versteht man den Teil eines Ganzen und unter „Modularisierung“ die Aufteilung dieses Ganzen. Modularisierung ist demnach eine Methode, Systeme in ihre Einzelteile zu zerlegen, um diese anschließend in möglichst einfacher Art und aufeinander abgestimmt durch die Verwendung der einzelnen Komponenten (Module) schrittweise zum Objekt zu fügen“* (vgl. [31] S.A-2). So kann als „Modul“ ein Ziegelstein aus der Zeit 7500 vor Christus, wie auch eine im Werk vollständig hergestellte Raumzelle verstanden werden. Der Unterschied zwischen Element und Modul besteht darin, dass das Element differenzierter aufgebaut ist und es an keinem strikten Raster unterliegen muss. [32]

In Bezug auf die Vorfertigung wird im Bauwesen unter dem Begriff „Modul“ meist eine vorgefertigte Raumzelle assoziiert. [32]

4-1.2 EIGENSCHAFTEN

Grundsätzlich findet die Produktion von Bauelementen sowohl vor Ort als auch in einem witterungsgeschützten Werk statt. Spricht man von Vorfertigung, so wird meist darunter eine systematische Herstellung von Bauteilen in einer Fabrik verstanden. Kürzere Bauzeit durch schnellere Montage und höhere Qualität und die damit verbundene Kostenreduktion sind schnell genannte Vorteile dieser Bauweise (siehe Kap. 4-1.8) [32].

Von Bauherren und Nutzern wird bei Bauwerken mit hohem Vorfertigungsgrad häufig als architektonisch schlecht und als Massenprodukt ohne Individualität angesehen, weshalb viele Projekte daran gescheitert sind. Als Beispiel können hier die Plattenbauten der DDR genannt werden, wobei viel geteilte Meinung über diese Bauwerke herrscht. Vorgefertigte Bauten können heutzutage jedoch auch hochwertige sowie hochtechnische und individuelle Bauwerke sein. Durch eine Vorfertigung in einem Werk können Bauwerke wirtschaftlicher produziert und zusätzlich die Qualität besser kontrolliert werden, als bei einer herkömmlichen Bauweise. [32]

Um eine Steigerung der Qualität und eine Reduzierung der Baukosten zu erreichen, sind nach Landsberg und Pinkau [33] die folgenden fünf Hauptaspekte zu berücksichtigen:

- Wiederholung
- Arbeitsteilung
- Ablauforganisation
- Spezialisierung
- Mechanisierung

Bei Wiederholung wird versucht, vordefinierte Elemente für unterschiedliche und verschiedene Bauobjekte wieder zu verwenden. Durch die Modularisierung und Elementierung wird ein Bauwerk in Module oder vordefinierte Elemente unterteilt und somit ist unter Einhaltung gewisser Randbedingungen eine Serienproduktion möglich. Unter dem Punkt Arbeitsteilung wird versucht, durch Organisation unterschiedlicher Arbeitsschritte eine höhere Produktivität zu erzielen. Dies erfolgt durch eine gut

überlegte Arbeitsorganisation der Planung, Produktion und Montage, wobei Flexibilität verloren geht. Eine höhere Produktivität kann durch die Mechanisierung und somit ein höherer Einsatz von Maschinen gesteigert werden. [33]

Durch eine industrielle Vorfertigung wird der gesamte Produktionsprozess von der Baustelle ins Werk verlagert. Somit können Ressourcen, wie Arbeitskräfte, Geräte und Material besser organisiert und koordiniert werden. Der Vorteil im Vergleich zu einer traditionellen Vor-Ort Bauweise ist, dass witterungsunabhängig produziert werden kann. Somit können für Trocknungsprozesse optimale Bedingungen geschaffen werden und die Herstellungszeit kann reduziert werden. [33] [31]

4-1.3 RAUMZELLENBAUWEISE

Um den Begriff Raumzellenbau ein entsprechendes Bedeutungsgewicht zu verleihen, möchte man auf die Wortzusammensetzung eingehen und entsprechend definieren:

„So steht der Begriff „Raum“ beispielsweise für ein definiertes Volumen mit bestimmten Abmessungen. Eine „Zelle“ [lat.: cellula → „kleine Kammer“] ist im biologischen Sinne die kleinste lebende Einheit aller Organismen. Man unterscheidet zwischen „Ein- und Mehrzeller“ und spricht bei aus vielen Zellen bestehenden Lebewesen von so genannten „Vielzellern““ (vgl. [31] S. A-26)

Besteht ein Wohnraum bzw. eine Wohneinheit aus einer Zelle, wie z.B. ein Hotelzimmer, kann von einem „Einzeller“ gesprochen werden. Wird ein Raum aus mehreren Raumzellen zusammengesetzt, wie dies etwa bei Klassenzimmern der Fall ist, so spricht man von einem „Mehrzeller“. Ein modularisiertes Gebäude kann nach obiger Definition als „Vielzeller“ bezeichnet werden (siehe Abbildung 4.1). [31]

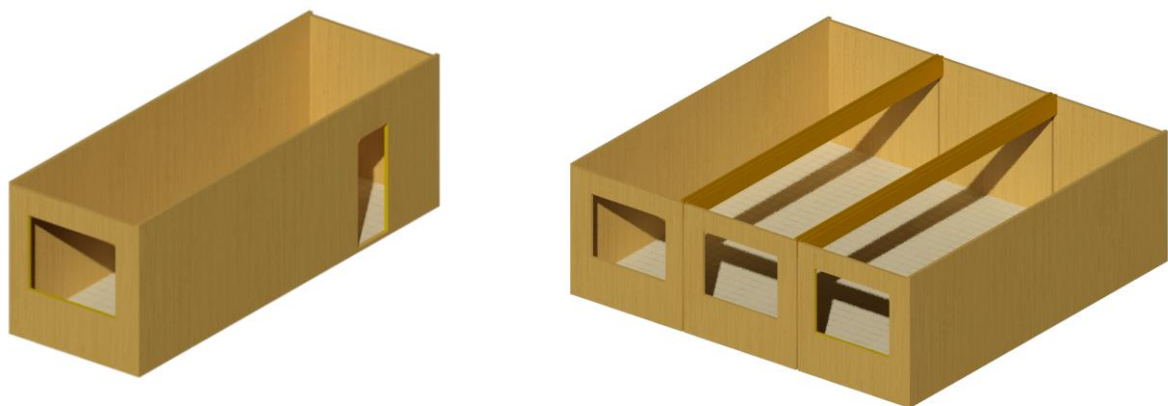


Abbildung 4.1 links: „Einzeller“, rechts: „Mehrzeller“

Unabhängig, wie die Raumzellen aneinandergereiht und ob sie als Einzeller oder Mehrzeller genutzt werden, kann die Raumzelle in ihrer Ausführung unterschieden werden [31]:

- allseitig geschlossen
- einseitig offen
- zweiseitig offen
- dreiseitig offen
- allseitig offen

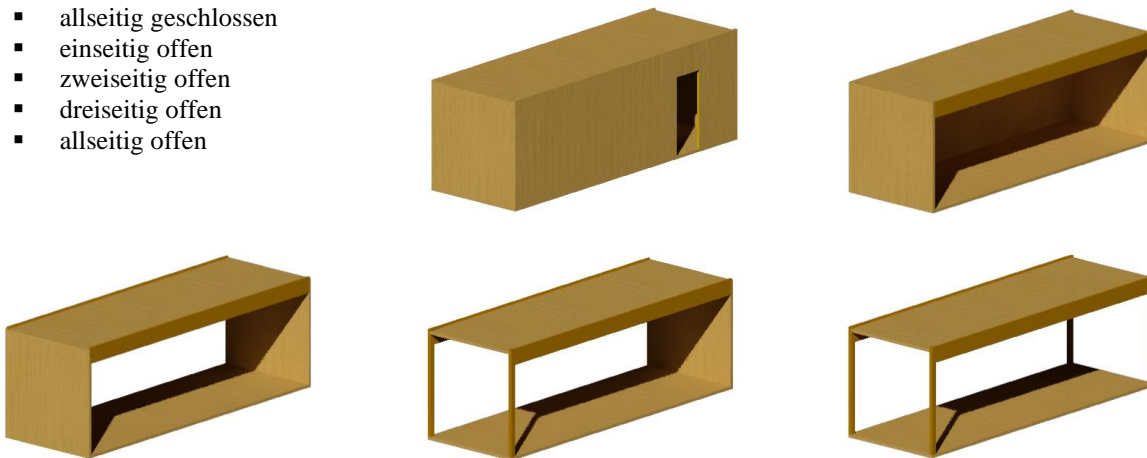


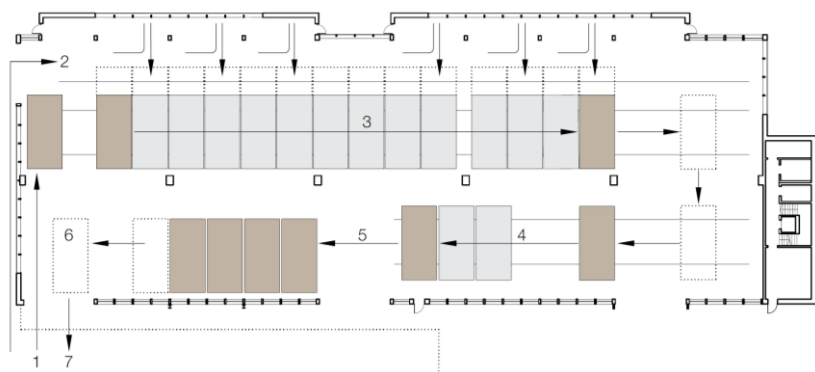
Abbildung 4.2 Typologien von BSP-Raumzellen

Wie in Abbildung 4.3 dargestellt können von den sechs Seiten der Raumzelle beliebig viele Seiten weggelassen und durch Stützen-Träger-Systeme aufgelöst werden. Nach dem Weglassen der dritten Seitenfläche ist die Raumzelle zumindest für den Transport nicht mehr stabil und muss deshalb temporär ausgesteift werden. Sind die Raumzellen als Gebäude aneinandergereiht, so entsteht eine Gruppenwirkung im Tragverhalten. Die „labilen“ Raumzellen lehnen sich an vordefinierte Punkte an den anderen Raumzellen an und sind somit stabil. [31]

4-1.4 VORFERTIGUNG

Im Gegensatz zur konventionellen Einzelvergabe, wo verschiedenste neu zusammengebrachte Unternehmen zusammenarbeiten, arbeiten in solchen Produktionswerken eingespielte und harmonisierende Unternehmen zusammen. So lassen sich Arbeiten standardisieren und Abläufe genauer planen. Dies ist notwendig, um eine wirtschaftliche und serielle Fertigung zu gewährleisten. [34]

Um die geplanten Zeiten einzuhalten, werden ins Werk bereits vorgefertigte Elemente angeliefert. Am Beispiel des Installateurs kann dies anschaulich gemacht werden: Der Installateur hat keine Zeit, seine Rohre vor Ort zu biegen und zu verschweißen. Diese müssen aus der Planung entnommen und auf Grund dieser vorgefertigt werden. Nur wenn alle Gewerke diesen Gedanken verfolgen, kann eine effiziente Produktion gewährleistet werden. [31]



1. Anlieferung Holzwerkstoffe
2. Anlieferung Baustoffe extern
3. verschiedene Stationen der seriellen Modulfertigung
4. Endkontrolle und Qualitätssicherung
5. Zwischenlagerung
6. Lkw-Verladung
7. Auslieferung Baustelle

Abbildung 4.3 Produktionsabschnitte

Raumzellen werden in Produktionsstätten auf einem Schienensystem produziert, wo diese von Gewerk zu Gewerk nach geplanter Zeit vollautomatisch weitergefahren werden (siehe Abbildung 4.3). So können gewisse Arbeiten als signifikant für den ganzen Produktionsablauf gesehen werden. [35]

Bei Estrichen, welche nass eingebracht werden, spielt die Trocknungszeit eine wichtige Rolle. Um nicht von diesen Trockenzeiten abhängig zu sein, werden Pufferzonen eingerichtet. So ist die gängige Variante, dass sich am Anfang der Produktionslinie ein zweigeschossiger Bereich befindet. D.h. ein in Zusammenarbeit mit einem Estrichhersteller entwickelter Estrich wird nach der Sanitär- und Elektrorohrinstallation in der Ebene der Produktionslinie eingebracht (siehe Abbildung 4.4), anschließend wird das Bodenelement mithilfe einer Anlage in die zweite Ebene gehoben, wo er austrocknen kann. Nach ca. 16 Stunden kann das Bodenelement wieder in die Produktionslinie gehoben werden, wo das Element zu einer Raumzelle zusammengefügt und ausgebaut wird (siehe Abbildung 4.5). [35]

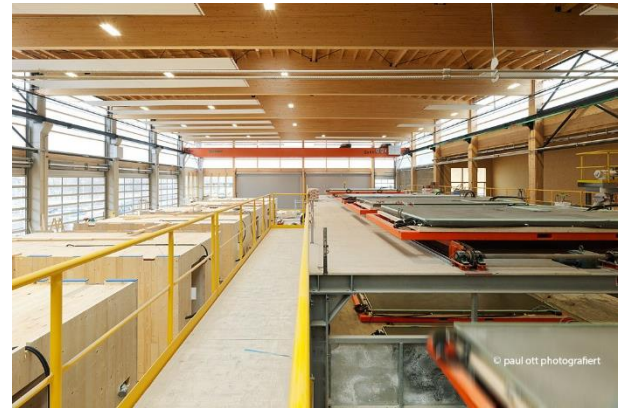


Abbildung 4.4 links: Glätten des Estrichs, rechts: Produktionslinie [36]

Wie bereits beschrieben, wird das Raummodul bzw. die Raumzelle von Gewerk zu Gewerk über ein Schienensystem gefördert. Das Material wird in das Werk „Just in Time“ angeliefert, um die Lagerkosten gering zu halten. Somit kann es vereinzelt zu Lieferverzögerungen des Verbrauchmaterials kommen. Da mehrere Bauobjekte auf der Linie bearbeitet werden, können geringe Lieferverzögerungen des Verbrauchmaterials für ein gewisses Objekt über die Produktionslinie gepuffert werden, bis das Raummodul bzw. die Raumzelle vom Band genommen werden muss. [35]

Nachdem Fenster, Türen, sämtliche Sanitär- und Elektroinstallationen sowie die fertigen Armaturen und Leuchtkörper, eingebaute Küche und alle Möbel (Bett, Schreibtisch, Schrank, Ablagen) montiert wurden (siehe Abbildung 4.6), wird die Raumzelle endkontrolliert und transportfähig gemacht. Anschließend wird diese mit einem Kranroboter an einen vordefinierten Lagerort gehoben und zwischengelagert, wobei auch die Reihenfolge des Abtransportes für die spätere Montage berücksichtigt wird (siehe Abbildung 4.7). [35]



Abbildung 4.5 links: Zusammenbau der Module, rechts: Produktionslinie eines Raumzellenherstellers [36]

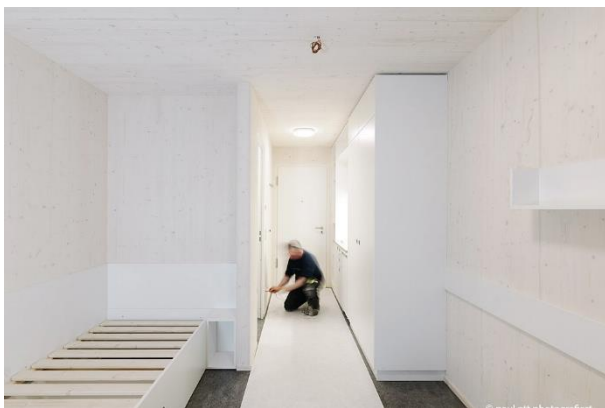


Abbildung 4.6 ausgebaute Raumzellen [36]



Abbildung 4.7 links: Zwischenlager [36], rechts: Verladen der Raumzellen [34]

4-1.5 TRANSPORT

Der Transport spielt für die Raumzellenbauweise eine entwurfsentscheidende Rolle. Aufgrund der Leichtigkeit des Materials Holz kann der Transport von relativ großen Einheiten durchgeführt werden. Deshalb sollte bereits in der frühen Entwurfsphase auf die Transportierbarkeit der Raumzellen geachtet werden. So sollte eine Abstimmung mit einem Transportspezialisten getroffen werden, wobei die Transportwege auf lokale Engstellen zu überprüfen sind. [34]

Für die meisten Projekte bietet der Standard-Sattelschlepper, mit etwa 13,5 m Ladelänge, ausreichend Spielraum. Ab einer Länge von ca. 15 m wird die Handhabung in der Produktion zunehmend schwieriger. Der Transport wäre mit überlangen Lastkraftwägen möglich. [34]

Die Raumhöhe und Breite der Raumzelle werden auch hier durch den Transport limitiert (siehe Tabelle 20). Die Machbarkeit des Transports hängt von den Engstellen wie Durch- und Unterfahrten, Kreisverkehre oder temporäre Engstellen aufgrund von Baustellen ab. So ist bei einem Standard-Auflieger mit einer Ladeflächenhöhe von 0,9 m bis 1,1 m eine Raumzellenhöhe von 3,2 m möglich. Durch Tiefbett-Sattelaufleger mit einer Höhe von 0,3 m bis 0,4 m sind Raumzellen mit einer Höhe von 3,9 m möglich. [34]

Tabelle 20 Zulässige Transportabmessungen in Österreich [37]

Abmessungen	Länge [m]	Breite [m]	Höhe [m]	Gewicht [t]
Ohne Sondergenehmigung Kraftwagen oder Anhänger mit zwei oder mehr Achsen	12,00	2,55	4,00	40,00
Ohne Sondergenehmigung Sattelkraftfahrzeuge	16,50	2,55	4,00	40,00
Ohne Sondergenehmigung Lastzüge	18,75	2,55	4,00	40,00
Mit Ausnahmegenehmigung	25,00*	3,50	4,30**	60,00***

* Gesamtlänge inklusive Fahrzeug, ein Ladungsüberstand von bis zu 4,00 m ist zulässig

** Bei Autobahnen, bei normalen Straßen gelten 4,20 m

*** maximale Achslasten von 10,0 t, Antriebsachse 11,5 t

- Ein Längenüberstand von 25 % bis 16 m Gesamtlänge ist erlaubt
- Eine Überschreitung der gesetzlichen Maße ist nur bei einer unteilbaren Ladung erlaubt (bei neben-, hinter- oder übereinander Laden ist eine Überschreitung nicht zulässig)

Häufig wird gegen die Raumzellenbauweise aufgrund des unverhältnismäßig hohen Transportaufwandes argumentiert. Übliche Raumzellen wiegen etwa 350-400 kg/m². So gelangt man auch bei großen Raumzellen an die Kapazitätsgrenze üblicher Sattelzüge. Bei kleineren Abmessungen bis etwa 6,50 m können zwei Raumzellen pro Lastkraftwagen transportiert werden. Für einen mehrere 100 km langen Transport liegen die durchschnittlichen Kosten bei etwa 5 % der reinen Baukosten. Dabei ist die Länge des Transportes nicht ausschlaggebend. Die tatsächlichen Transportkosten resultieren meist aus der Komplexität des Transports. Infolgedessen sind aufwendige Transporte oft im Konvoi unterwegs, um die Sicherungsmaßnahmen effektiver zu nutzen. [34]



Abbildung 4.8 Transport Raumzellen, [34] [31]

4-1.6 MONTAGE

Bei den meisten Projekten, welche im innerstädtischen Raum durchgeführt werden, gibt es kaum bzw. keinen vorhandenen Platz, um die Raumzellen auf der Baustelle zwischen zu lagern. So ist es notwendig, dass die Lastkraftwagen abrufbereit am Stadtrand warten und getaktet in richtiger Reihenfolge zur Baustelle fahren. Angekommen an der Baustelle müssen die Raumzellen nur mehr an die richtige Stelle gehoben werden. Hierbei wird im Systembau oft von Montagebau gesprochen. [32]

Anschließend werden die Module, wenn nötig, verbunden und es können die Finish-Arbeiten, wie vervollständigen der Fassadenelemente, durchgeführt werden [32]. Systembedingt kommt es bei Raumzellen an den Geschossdecken bzw. Trennwänden zu einer Verdoppelung der Flächen. Was vorerst als Mehraufwand und somit als Nachteil angesehen werden kann, ist ein bauphysikalischer Vorteil. Verbindungen machen diesen Vorteil jedoch fallweise wieder zunichte. Infolgedessen wird angestrebt, die horizontalen Kräfte über geometrischen Formschluss (Nocken, Taschen, Nuten) zu übertragen, welche mit elastischen Zwischenlagen zudem entkoppelt werden. (vgl. [31] S. C-5)

Die Montage einer Aufstockung mittels Modulbauweise könnte wie folgt ablaufen [34]:

1. Bauliche Vorleistungen:

Die Errichtung des Stahlbetonträgers und die Montage des Stahlträgerrostes (siehe Kapitel 4-2.2.1) müssen zwingend abgeschlossen und freigegeben sein. Zudem muss die minimale Aushärtungszeit des Stahlbetons in der Terminplanung berücksichtigt werden. Auch die haustechnische Erschließung muss vorbereitet sein.

2. Montage:

Nun können die Raumzellen mit Hilfe eines Mobilkranes an ihre vorbestimmte Position gehoben (siehe Abbildung 4.9), und wenn nötig, miteinander verbunden werden. Hierbei können täglich 10 bis 20 Raumzellen pro Kran versetzt werden. Bei weniger steifen Raumzellen kann eine zusätzliche Hebekonstruktion (kräftiger Stahlrahmen) benötigt werden (siehe Abbildung 4.10). Außerdem ist die Raumzelle auf auftretende Verwindungskräfte durch das Versetzten statisch auszulegen.

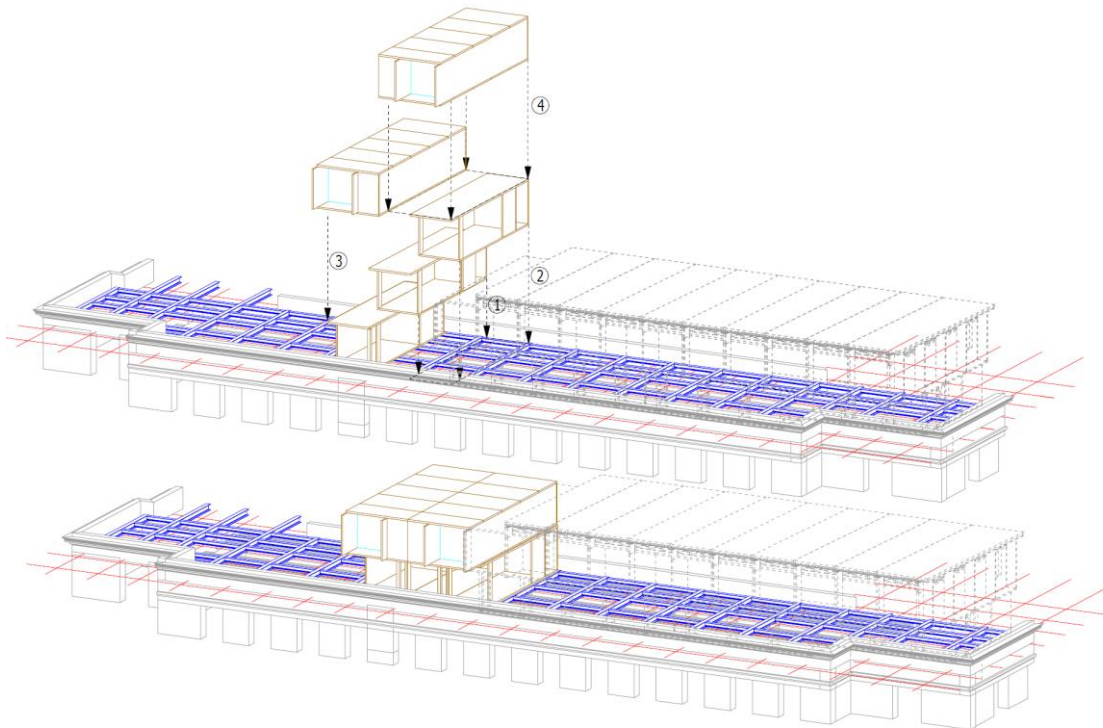


Abbildung 4.9 Montageablauf Aufstockung durch Raumzellen [38]

3. Abdichtungsmaßnahmen Raumzelle:

Die Raumzellen werden bereits wind- und schlagregendicht an die Baustelle angeliefert. So ist es auch möglich, diese bei schlechter Witterung zu versetzen, ohne dass ein Feuchteschaden entsteht. Zudem werden die Module mit überlappenden Bahnen angeliefert und die Fugen zwischen Modulen bauseits verklebt.

4. Abdichtungsmaßnahmen Dach:

Zeitgleich mit der Montage der obersten Modulreihe wird vom Dachdecker meist die Dampfsperrebene, die auch als Notdach fungiert, verlegt.

5. Fertigstellung Gebäude:

Anschließend erfolgt die Montage der fehlenden Schichten von Dach und Fassadenkonstruktion. Zeitgleich erfolgt die Fertigstellung der Haustechnik und gegebenenfalls der Ausbau der Flurzonen. Diese Ausbauphase ist meist wesentlich zeitintensiver als das Versetzen der Module selbst.



Abbildung 4.10 Montage Raumzelle, Hebekonstruktion [31]



links: mit Hebekonstruktion [39], rechts: ohne

4-1.7 RÜCKBAUBARKEIT

In der Vergangenheit wurde bei der Planung von Gebäuden meist nur auf die Errichtungskosten und der Betriebskosten über die Nutzungsdauer Rücksicht genommen. Die Kosten für die Beseitigung des Gebäudes, nach seiner Nutzungsdauer von 50 bis 80 Jahren (vgl. [16] Tab. 2.1; [40] S. 9), wurde nicht berücksichtigt [40].

Nach Ende der Nutzungsdauer werden Gebäude wieder in ihre Bestandteile zerlegt. Dabei wird zwischen Abbruch und Rückbau unterschieden. Unter Abbruch wird die totale Beseitigung des Gebäudes verstanden, bei dem die Materialien ungetrennt deponiert werden. Unter Rückbau versteht sich der Abbau eines Gebäudes, um die anfallenden Materialien wieder zu verwenden. Je einfacher dies geschehen kann, umso besser wird die Eigenschaft der Rückbaubarkeit beurteilt. [40]

Gemäß dem Österreichischen Abfallwirtschaftsgesetz [41] muss die Beseitigung eines Gebäudes möglichst ressourcenschonend erfolgen, nachteilige Einwirkungen auf den Menschen und Umwelt sollten möglichst geringgehalten werden.

Folglich sind Baustoffe und Konstruktionen hinsichtlich der Nachhaltigkeit in Sinne ihrer Trennung, Weiterverwendung, Verwertung und Entsorgung zu wählen. [40]

Deshalb wird es in Zukunft auch beim Entwerfen von Gebäuden nötig sein, auf die Rückbaubarkeit und Wiederverwendung zu achten. Die wichtigsten Prinzipien sind daher (vgl. [40] S.119):

- *Flexibilität der Gebäudenutzung*
- *Baudokumentation: Archivierung der Bestandspläne, verwendete Komponenten, verwendete Materialien, Fotografien usw.*
- *Verwendung standardisierter, vorgefertigter Konstruktionen*
- *Verwendung von wiederverwendbaren und verwertbaren Materialien*

- *Berücksichtigung der Lebenszykluskosten von Materialien*
- *Verwendung von möglichst wenig verschiedenen Materialien*
- *Verwendung von recycelten Materialien*
- *Vermeidung gefährlicher Stoffe*
- *Vermeidung von Materialien mit großem Energieaufwand in der Produktion*
- *Vermeidung von Verbundwerkstoffen*
- *Vermeidung von Klebstoffen*
- *Verwendung von standardisierten Bauteil-Anschlüssen*

4-1.8 VOR- UND NACHTEILE DER RAUMZELLENBAUWEISE

Bei einer modularen Bauweise gibt es gewisse Parameter, die bereits in der Projektentwicklung zu berücksichtigen sind. Um damit beginnen zu können, müssen gewisse Grundvoraussetzungen erfüllt sein, um diese Bauweise vor allem technisch zu ermöglichen [34]:

- Prinzipielle Eignung des Projekts für den Holzbau
- Das Raumprogramm sollte in gleiche oder ähnliche Moduleinheiten und in transportierbarer Größe umsetzbar sein.
- geradlinige Lastabtragung: Die Lastachsen sollten über die Geschosse hinweg durchlaufen und keine Lastumleitungen erfordern.
- Offenheit aller Beteiligten (Bauherr, Architekt, Tragwerksplaner) für die Bauweise
- ausreichend Planungsvorlauf: In der Regel ist die Planungszeit vom Raumzellenbau geringer als bei anderen Bauweisen, jedoch muss die Planung vor Beginn der Produktion abgeschlossen sein.

Sind die genannten Voraussetzungen erfüllt, so wäre das Projekt in Raumzellenbauweise möglich. Folglich kann man sich die Vor- und Nachteile der Bauweise vor Augen führen.

Vorteile [32] [34] [35]:

- kurze Bauzeit:
Vor allem durch einen Vorfertigungsgrad von bis zu 95% und die schnelle Montage kann die Bauzeit verkürzt werden.
- emissionsarme Baustelle:
Durch die schnelle Montage werden Lärm, Erschütterungen, Staub oder Gerüche reduziert. Dies stellt einen besonderen Vorteil dar, wenn im Bestand bzw. im sehr dichten städtischen oder sensiblen Umfeld gebaut wird.
- Kostensicherheit:
Weniger Kollisionen zwischen den Gewerken durch gut abgestimmten Herstellungsprozess. Somit kann durch die Planbarkeit der Herstellung vorab ein Festpreis vereinbart werden.
- hohe Ausführungsqualität
Da sich die werkseiteige Ausführung erheblich erhöht, ist das Bauwerk in höherer Qualität ausführbar und leichter kontrollierbar. Die haptische und optische Qualität sichtbarer Holzoberflächen kann erhöht werden. So sind keine „Notlösungen“ erforderlich.
- gute Schall- und Brandschutzeigenschaften durch Doppelschaligkeit von Decken und Wände
- hohe Anforderung an ökologische Qualität:
CO₂-Speicherung, Einsparung von Primärenergie für die Gebäudeerstellung, Rückbaubarkeit und Wiederverwendbarkeit
- Optimierung und Rationalisierung des Gebäudes
- bei beengten (innerstädtischen) Baustellen vorteilhaft
- witterungsunabhängige und ganzjährige Produktion möglich
- weniger Fahrkilometer notwendig

In solchen Raumzellen-Werken arbeiten lokale Firmen zusammen. Infolgedessen werden Fahrkilometer gegenüber einer Vor-Ort-Bauweise reduziert, im Rahmen dieser die Handwerker etwa wöchentlich anreisen müssen.

- effizienter und somit nachhaltiger Materialverbrauch und folglich geringere Abfallmengen

Nachteile [32] [34] [35]:

- höhere Transportkosten
Hier wäre eine Feld-Produktion, wie es bereit auch gängig ist, denkbar, um die Transportkosten und die Treibhausgasemissionen zu reduzieren
- Die Konstruktion muss wegen Transport und Montage stärker dimensioniert werden (wechselweise Beanspruchungen möglich).
- höhere Finanzierungs- und Planungskosten
- höherer Zeitaufwand beim Planungsprozess
- Bindung an Raster und Maßordnung zwingend erforderlich
- höhere Investitionskosten für Fertigungshalle und maschinelle Einrichtung
- fehlende Anpassbarkeit bei geschlossenen Bausystemen. Gefahr von monotoner Architektur (Standardlösungen)
- Flexibilität geht verloren
Durch den Umstand, dass die Planung bereits vor der Produktion komplett abgeschlossen sein muss, gibt es keine Möglichkeit für spontane Änderungen.

4-2 VERDICHUNGSKONZEPTE

Auf Basis der in den Kapiteln 1 bis 3 sowie in Abschnitt 4-1 dargelegten Ausführungen werden in diesem Abschnitt mögliche Verdichtungskonzepte von Dachräumen von Altbaubeständen vorgestellt. Ziel ist es, den instandsetzungsbedürftigen Bestand durch geeignete Lösungen umzubauen. Wie bereits in Abschnitt 3-17 diskutiert, besteht bei 82 % der aufgenommenen Dachstühle Handlungsbedarf. Um dem nachzukommen, wären grundsätzlich drei Varianten möglich:

- Instandsetzung ohne Nutzungsänderung
- Dachverdichtung unter Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform (a)
- Dachverdichtung, welche eine von der gegenwärtigen Dachform abweichende Geometrie zur Folge hat (b)

Auf die Instandsetzung bedürftiger Dachstühle wird aufgrund der Übersichtlichkeit nicht eingegangen. Man möchte jedoch auf weiterführende Literatur verweisen:

- A. Meisel, G. Silly und G. Schickhofer, „D(N)achhaltigkeit Graz - Forschungsbericht,“ Kapitel: „Stufe 5 – Instandsetzungskonzepte und Musterdetails“, Graz, 2011.
- J. Ortner, Instandsetzungshandbuch für Historische Dachwerke und deren Verbindungen, Masterarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie., 2014.

Auftragsgemäß ist es das Ziel dieser Studie, mögliche Aufstockungsvarianten durch modulare Systeme zu untersuchen. Somit wird der konventionelle Dachgeschossausbau in weiterer Folge außer Acht gelassen. Die vorgestellten Konzepte beinhalten einerseits einen Lösungsvorschlag, bei welchem der Dachstuhl mit Hilfe eines Faltdachwerks und durch vorgefertigte Elemente neu gebaut werden kann und andererseits einen, welcher sich der in Abschnitt 4-1 vorgestellten Raumzellenbauweise bedient. Bei beiden Konzepten kann sowohl die gegenwärtige Dachform beibehalten als auch eine Neugestaltung der Dachform realisiert werden.

Hauptsächlich wurden Dachräume von Gründerzeitblöcken untersucht, welche in der Schutzzone III gem. GAEG [8] angesiedelt sind und dem Institut für Holzbau und Holztechnologie aufgrund von Besichtigungen und Bauaufnahmen vorlagen. Darüber hinaus wurden einzelne Dachstühle der Schutzzone I mitberücksichtigt, um ein Konzept zu entwickeln, welches auf den gesamten Grazer Dachraum anwendbar ist.

Tabelle 21 *Untersuchte Dachstühle für eine mögliche Aufstockung*

Nr.	Bezeichnung	Adresse	Baujahr	Schutzzone	Instandsetzungsbedarf
5	Zeughaus	Herrengasse 16	-	I	Ja
6	Parteienhaus	Hofgasse 10a	18. Jh.	I	Ja
	Musikuniversität	Hofgasse 10	17. Jh.	I	Ja
7	Alte Universität	Hofgasse 14	1609	I	Ja
9	Palais Herberstein / Neue Galerie	Sackstraße 16	17. Jh.	I	Ja
10	Landwirtschaftlichen Fachschule Grottenhof	Krottendorfer Straße 110	1786	I	Ja
11	Alte Technik TU Graz	Süddach Rechbauerstraße 12	1886	III	Ja
12	Verwaltungsgebäude TU Graz	Mandellstraße 9	1867	III	Ja
39		Lessingstraße 27	1875	III	Ja
40		Kopernikusgasse 9	1904	III	Ja
41		Kopernikusgasse 24	1940	III	Ja
42	Hauptschule Krones	Kronesgasse 5	1909	III	Ja

4-2.1 VERTIKALE VERDICHTUNG DURCH VORGEFERTIGTE ELEMENTE

Mit der modularen Aufstockung durch die Faltwerk-Lösung wurde ein Konzept entwickelt, welches die Möglichkeiten zur Dachverdichtung bietet

- mit Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform (a), bzw.
- nicht Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform (b)

Nach Abtragen des bestehenden Dachstuhls wird zwischen den beiden Außenmauern eine BSP-Rippendecke gespannt. Ist eine tragende Mittelwand vorhanden, so dient auch diese als Auflager für die neue Deckenkonstruktion. Wie auch bei den anderen Verdichtungsvarianten wird die oberste bestehende Geschossdecke somit nicht angegriffen und bleibt im Sinne eines Rückbaus erhalten.

Anschließend wird das vorgefertigte Faltwerk zwischen die beiden Giebelwände gespannt. Dieses Faltwerk und die Außenwände des Bestands bilden nun die Auflager für die vorgefertigten Dach- bzw. Wandelemente, welche anschließend eingehängt werden. Grundsätzlich sind diesen Einhängeelementen gestalterisch keine Grenzen gesetzt. Ein Beispiel ist die Ausführung des Einhängeelementes als vorgefertigtes 3D-Element mit Dachgaupe, womit die neu entstehenden Räume besser nutzbar werden, vgl. Abbildung 4.11.



Abbildung 4.11 Explosionsdarstellung Faltwerk-Lösung, Einhängeelement als 3D-Element mit Dachgaupe

Der Vorteil dieser Lösung ist, dass sie eine moderne Alternative zum klassischen Sparrendach bietet. Es muss nicht mehr Sparren für Sparren montiert werden, sondern es können vorgefertigte Elemente per Kran versetzt werden, was eine wesentliche Verkürzung der Bauzeit vor Ort zur Folge hat. Ferner ist der ganze Dachboden frei von Stützen, wodurch eine freie Gestaltung der Raumaufteilung ermöglicht wird.

Die Grenze dieses Ansatzes ist die maximale Länge des Faltwerks. Diese wird limitiert durch die maximal fertigmögliche Länge der Brettsperrholzplatte, welche momentan bei 22 m liegt (siehe [42] S.6). Übliche Abstände zwischen den Feuermauern der Grazer Gründerzeitblöcke liegen laut Messungen aus dem GIS – Steiermark zwischen 15 m bis 18 m. Lediglich einzelne Häuser bzw. einzelne Eckgebäude weisen eine Spannweite über 20 m auf. Somit ist die vorgeschlagene Lösung für den Großteil der vorhandenen Gründerzeitblöcke anwendbar.

Lediglich auf die Transportierbarkeit des Faltwerks ist zu achten. Unter einer Dachneigung von 22,5° muss das Faltwerk in der Firstlinie vertikal geteilt werden, um eine maximale Transportbreite von 5 m nicht zu überschreiten. Zudem muss die Zufahrt zur Baustelle auf Engstellen kontrolliert werden, um die Manövrierfähigkeit des Transports zu gewährleisten.

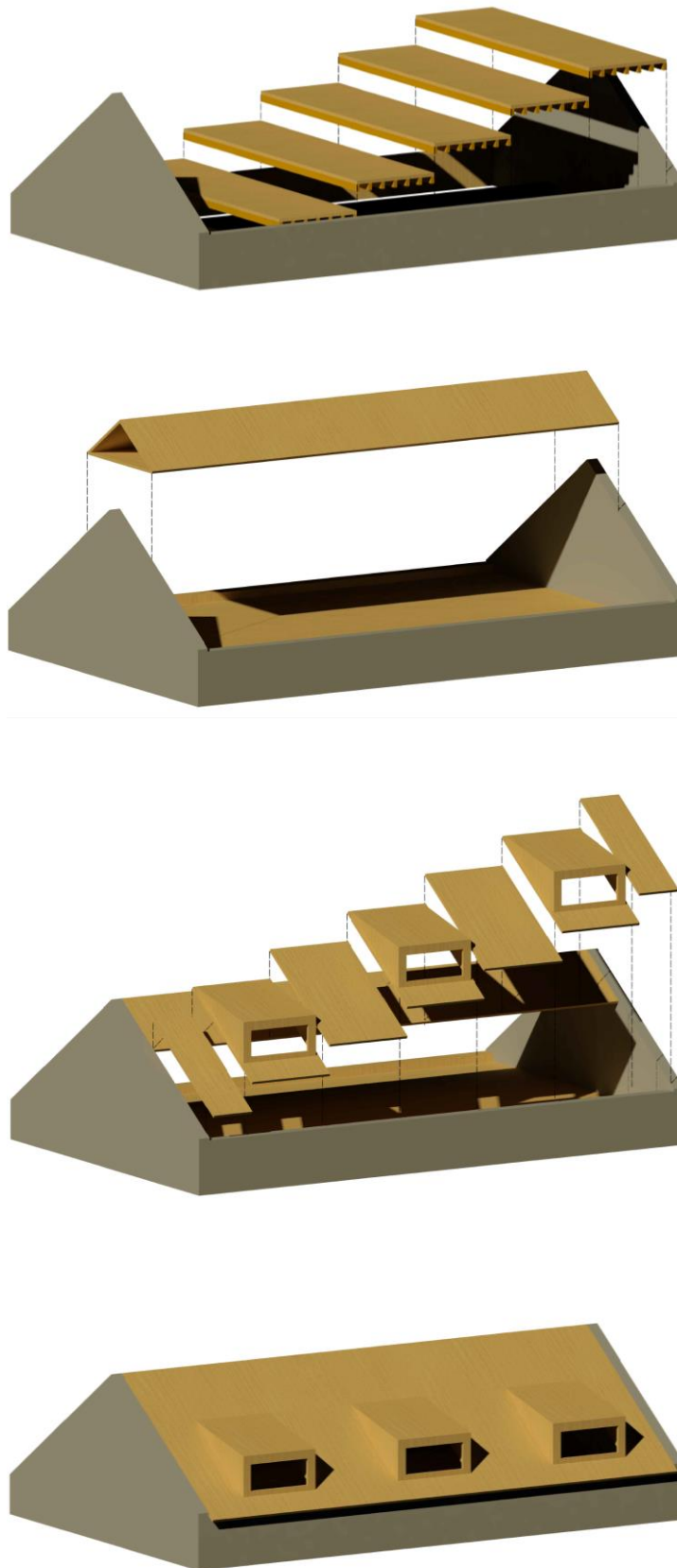


Abbildung 4.12 Ablauf Dachgeschossumbau

4-2.2 VERDICHTUNG DURCH VORGEFERTIGTE RAUMZELLEN

Durch die Raumzellenbauweise mit Brettsperrholz steht eine modulare Aufstockungsvariante zur Verfügung, womit ebenfalls eine Dachverdichtung

- mit Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform (a), bzw.
- nicht-Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform (b),

möglich ist.

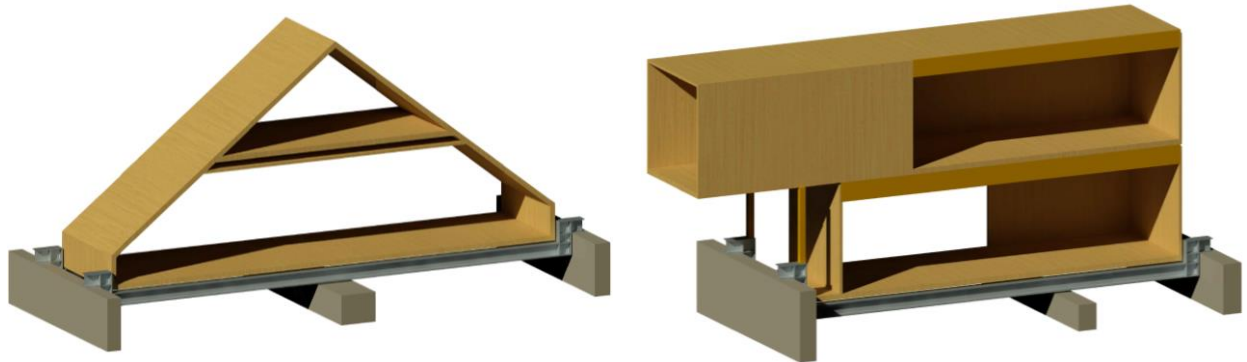


Abbildung 4.13 *Dachverdichtung durch Raumzellenbauweise, links: Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform, rechts: Durchdringung der gegenwärtigen Dachform*

Auch bei diesen Dachverdichtungsvarianten wird darauf geachtet, dass die oberste Geschossdecke nicht belastet wird.

Die Aufstockung durch vorgefertigte Raumzellen, welche die gegenwärtige Dachform beibehalten, kann mit geeigneter Gestaltung der Gebäudehülle, Fensterpositionen, etc. grundsätzlich den Anforderungen an Gebäude in Schutzgebieten bzw. schutzwürdige Gebäude genügen. Somit bildet diese Variante eine Alternative zum konventionellen Dachgeschossausbau. Zudem wäre hier ein wichtiges Merkmal, dass die Bauzeit und Kosten reduziert werden und zusätzlich durch die Vorfertigung die Ausführungsqualität gesteigert werden kann (siehe Kapitel 4-1.8 Vor- und Nachteile der Raumzellenbauweise). Eine Aufstockung durch Raumzellen, welche die gegenwärtige Dachform nicht beibehalten, scheint eine positive Bewilligung nach aktueller Rechtslage nicht möglich zu sein.

4-2.2.1 Lastabtragung

Im Sinne der Rückbaubarkeit (vgl. Abschnitt 4-1.7) wurde ein Stahlträgerrost gewählt, welcher für die Lastabtragung der Aufstockung fungiert, ohne die oberste Geschossdecke zu belasten. Dieser Trägerrost orientiert sich am Basisraster der Module, wobei dieser frei über die Gebäudebreite gespannt werden kann, oder es werden zudem Innenwände mit belastet.

Der Trägerrost kann wie folgt angeordnet werden:

- ohne bzw.
- mit Rücksicht auf die Fassadengliederung des Gründerzeitblocks.

Bei Ersteren kann die Aufstockung frei und ohne Einschränkungen der Architektur gewählt werden. Hier ist konstruktiv zu bedenken, dass die Achse des Trägerrostes über jener der Fenster zu liegen kommen könnte. Deshalb kann es hier nötig sein, einen Stahlbetonträger in das Kniestockmauerwerk zu integrieren, welcher die Kräfte in das umliegende Mauerwerk weiterleitet. Um eine ausreichend konstruktive Höhe des Stahlbetonträgers zu erhalten, sollte am Auflagerbereich der Trägerrost hakenförmig ausgebildet werden.

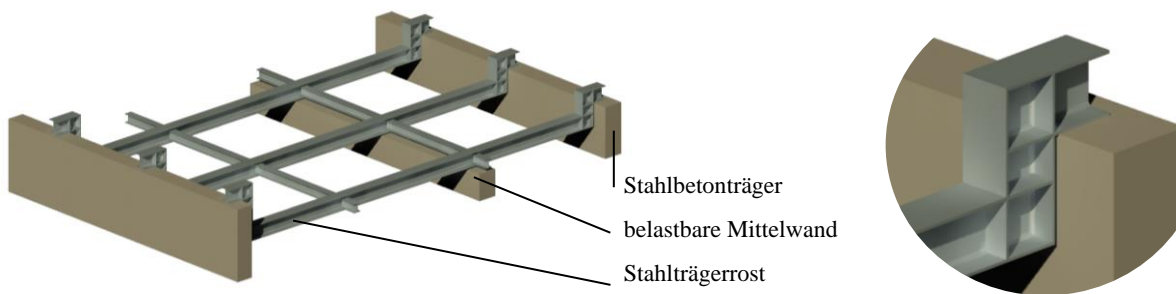


Abbildung 4.14 *Stahlträgerrost in Hakenausführung am Kniestockmauerwerk*

Bei der Integrierung des Stahlbetonträgers in das Mauerwerk sollte auch im Sinne der Fassadenerhaltung und an einen eventuellen Rückbau des Gebäudes eine Lösung gefunden werden, bei der das Gesims in seinen Originalzustand erhalten bleibt.

Um keine Torsionsmomente in den STB-Träger zu erhalten, sollten die vertikalen als auch horizontalen Kräfte jeweils im Trägerschwerpunkt eingeleitet werden. Vertikal kann dies über einer Zentriervorrichtung erfolgen und horizontal über eine Stirnplatte mit Kopfbolzendübel, welche zuvor in den STB-Träger einbetoniert wurde. Diese Stirnplatte kann anschließend mittels einer Schraubverbindung an den Trägerrost verbunden werden.

Bei der an zweiter Stelle angeführten Lösung für die Lastableitung muss die Architektur so gewählt werden, dass sich diese an der Fassade des aufzustockenden Gebäudes orientiert. Hierbei kann der Trägerrost am Auflagerbereich horizontal in eine neu gebildete Öffnung in das Mauerwerk geführt werden. Die Variante der Hakenkonstruktion am Auflager ist auch hier möglich, erweist sich aber im Vergleich zur ebenen Trägerrostvariante als unwirtschaftlich.

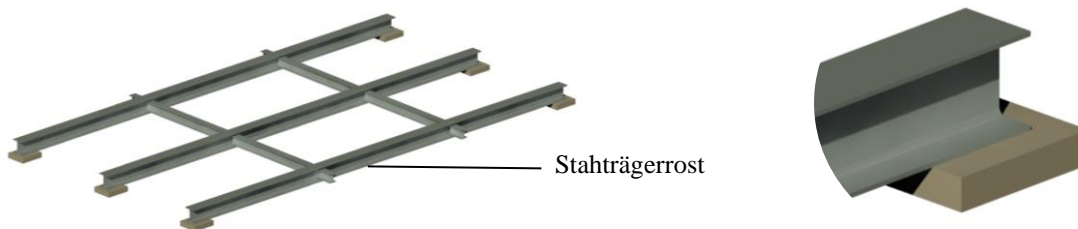


Abbildung 4.15 *ebene Trägerrostvariante für eine Aufstockung mit Rücksicht auf die Fassadengliederung*

Bei Gebäuden ohne Kniestockmauerwerk sollte sich die Architektur und somit die Geometrie des Trägerrostes auch an das zwischen den Fenstern liegende Mauerwerk orientieren. Bei der Aufstockung innerhalb der Konturen des alten Dachstuhls ist eine Bildung des Stahlbetonbalkens und somit die Ausbildung des Trägerrostes mit Haken am Auflager nicht möglich.

4-2.2.2 Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform

Eine Aufstockung mit Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform kann mit einer Raumzelle mit geneigten Außenflächen nachgekommen werden (siehe Abbildung 4.16). Somit würde sich diese Variante für besonders sensible Zonen der Grazer Dachlandschaft eignen. Einerseits beinhaltet dieses Konzept alle Vorteile der Raumzelle und andererseits trägt diese zum Erhalt der Dachlandschaft bei.

Nach Abtragen des gegenwärtigen Dachstuhls werden die nötigen Maßnahmen getroffen um den beschriebenen Trägerrost (siehe 4-2.2.1 Lastabtragung) zu versetzen. Anschließend können die Raumzellen mittels Mobilkran an ihre vorgesehene Position versetzt werden (siehe 4-1.6 Montage) und mit der Fertigstellung der Gebäude begonnen werden. Durch eine Vorproduzierbarkeit von bis zu 95 % (vgl. 4-1.8 Vor- und Nachteile der Raumzellenbauweise) kann die Bauzeit wesentlich verkürzt werden.

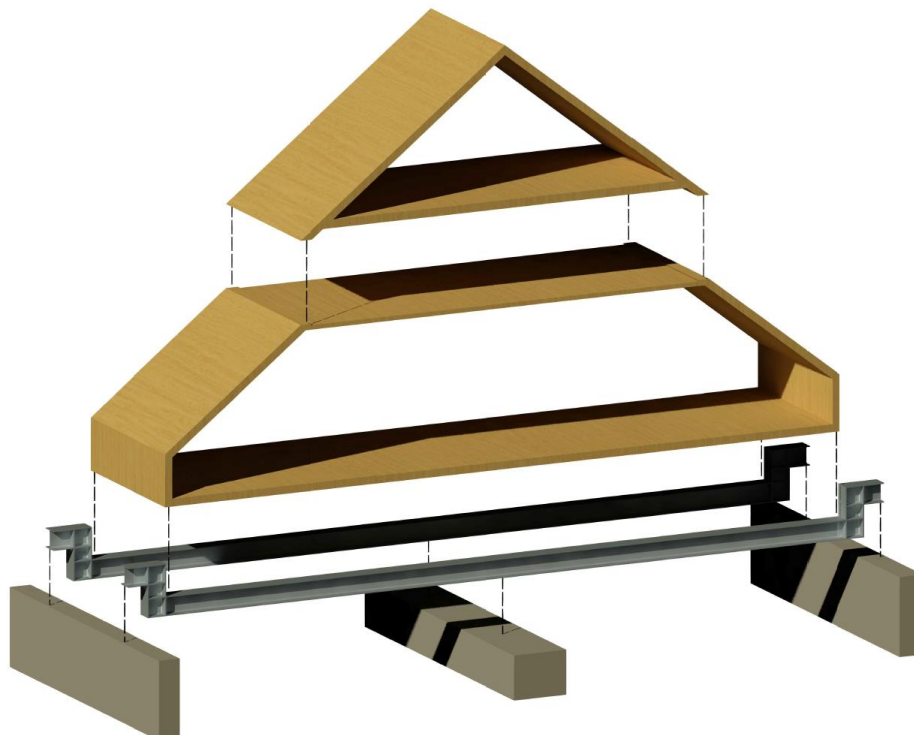


Abbildung 4.16 Aufstockung durch Raumzellenbauweise mit Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform





Grenze dieser Variante ist die Transportierbarkeit der Raumzellen. Je nach Wahl des Rasters sind somit Raumzellen bis zu einer Breite von 5 m möglich. Zudem muss die Zufahrt zur Baustelle in Bezug auf die Manövrierfähigkeit des Transports kontrolliert werden, um auszuschließen, dass nicht dieser Fall für die Geometrie der Raumzelle ist (vgl. 4-1.5 Transport) maßgebend wird.

In den unten dargestellten Abbildungen sind Beispiele einer Aufstockung durch Raumzellen bei Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform. Diese Darstellungen sollen als Variantenstudie dienen und veranschaulichen, wie nutzbar die neugeschaffenen Dachböden sind.

Bei dieser Ausarbeitung wurde ein vertikales Raster von 3 m gewählt. Abzüglich der konstruktiven Elemente und des Bodenaufbaus ergibt dies eine lichte Raumhöhe von 2,58 m. Zudem wurde auf die Transportierbarkeit der Raumzellen geachtet, da manche Raumzellen auf Grund der Geometrie der gegenwärtigen Dachform über das Rastermaß von 3 m hinausreichen.

Zudem resultieren aufgrund der gegenwärtigen Geometrie des Dachstuhls nicht nutzbare Raumzellen. Dieses nicht nutzbare Volumen dient nur zum Erhalt der Dachform. Dem daraus resultierenden, finanziellen Mehraufwand könnte man mit einer „Sargdeckel“-Lösung entgegenwirken (siehe Abbildung 4.19).

Legende:

-  ... Belastetes Mauerwerk
-  ... Bestand
-  ... Stahlträgerrost
-  ... Brettsper Holz

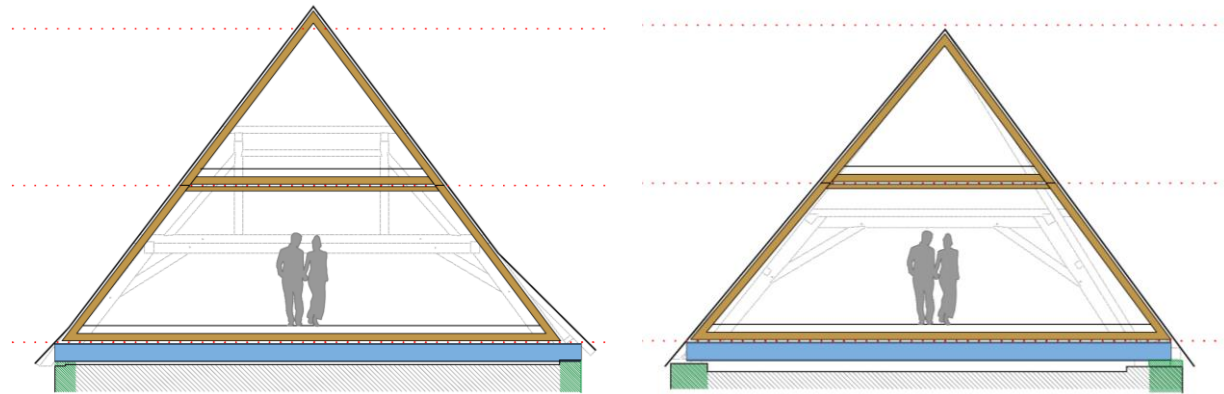


Abbildung 4.17 links: Aufstockung Herrengasse 16, rechts: Aufstockung Hofgasse 10a

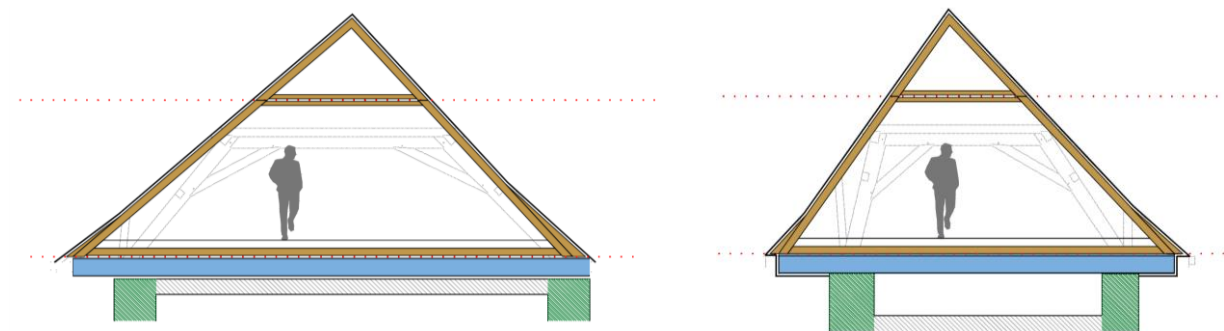


Abbildung 4.18 Aufstockung Sackstraße 16, links: Nordtrakt, rechts: Mitteltrakt

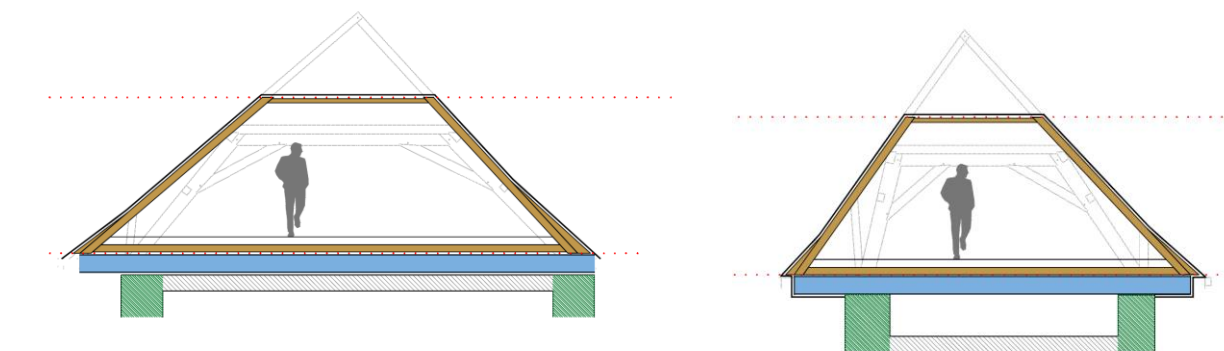


Abbildung 4.19 Aufstockung - Sargdeckellösung Sackstraße 16, links: Nordtrakt, rechts: Mitteltrakt

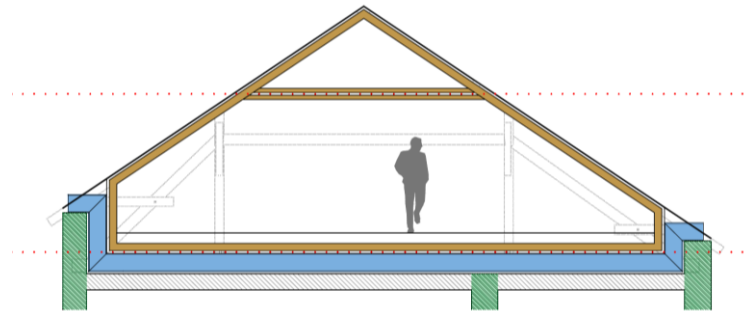


Abbildung 4.20 Aufstockung Rechbauerstraße 12

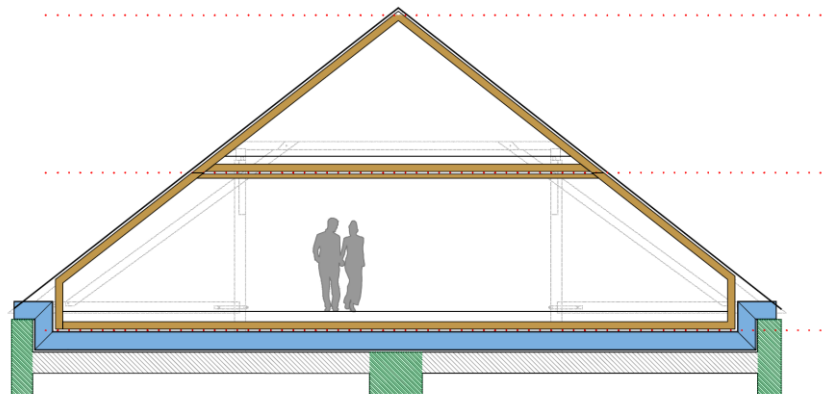


Abbildung 4.21 Aufstockung Mandellstraße 9

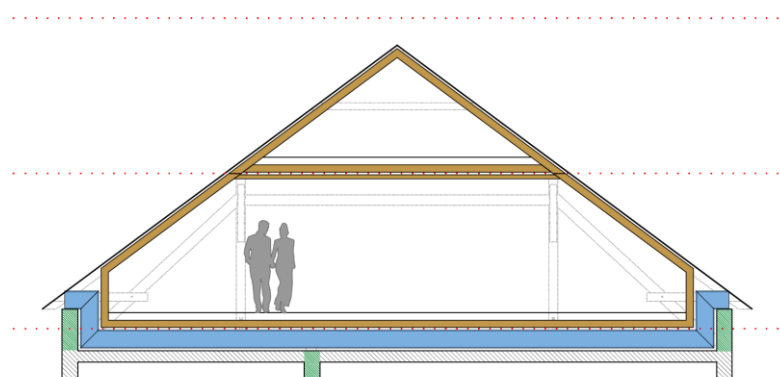


Abbildung 4.22 Aufstockung Lessingstraße 27

4-2.2.3 Nicht-Erhalt der Dachform

Wie in Abbildung 4.18 ersichtlich, kommt es bei einer Aufstockung innerhalb der bestehenden Dachkontur zu einer eingeschränkten Nutzungsmöglichkeit der Räume. Eine Alternative hierfür würde eine quaderförmige Aufstockung darstellen.

Durch einen verantwortungsvollen Umgang mit dieser Aufstockungsvariante außerhalb der Schutzzone I kann nicht nur hoch qualitativer Wohnraum geschaffen werden, sondern auch in einem quantitativ bzw. wirtschaftlich relevanten Ausmaß. Zudem kann das neu geschaffene Flachdach zur Gestaltung eines neuen Naherholungsraumes genutzt werden. Somit könnte mit dieser Variante eine Alternative zum Einfamilienhaus am Stadtrand geboten werden.

Eine zweigeschossige Aufstockung, wie in [3] vorgeschlagen, wäre aufgrund einer ausreichenden statischen Lastreserve in den meisten Fällen möglich [43].

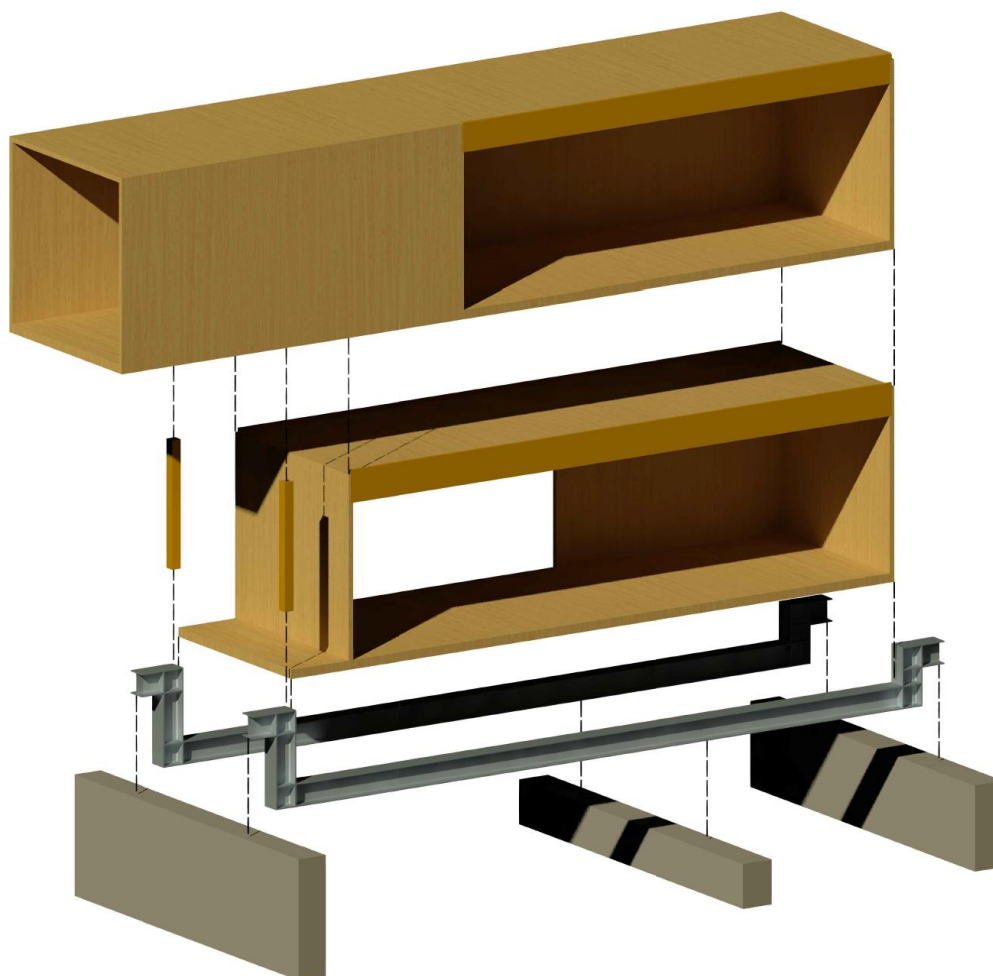


Abbildung 4.23 Aufstockung durch Raumzellenbauweise mit Nicht-Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform

Wie bereits in Abschnitt 4-2.2.1 beschrieben, gibt es zwei Varianten, wie man die zusätzlichen Lasten der Aufstockung ableiten kann:

- ohne bzw.
- mit Rücksicht auf die Fassadengliederung des Gründerzeitblocks.

Folgend werden diese exemplarisch dargestellt:

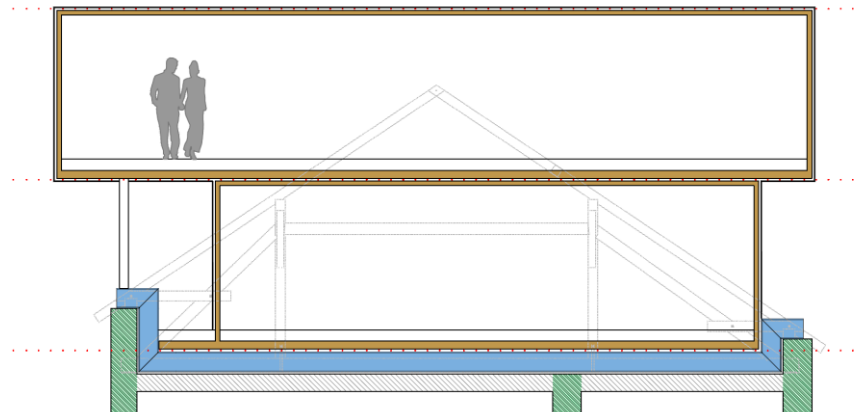


Abbildung 4.24 zweigeschossige Aufstockung Rechbauerstraße 12,
Lastableitung: ohne Rücksicht auf die Fassade des Gründerzeitblock

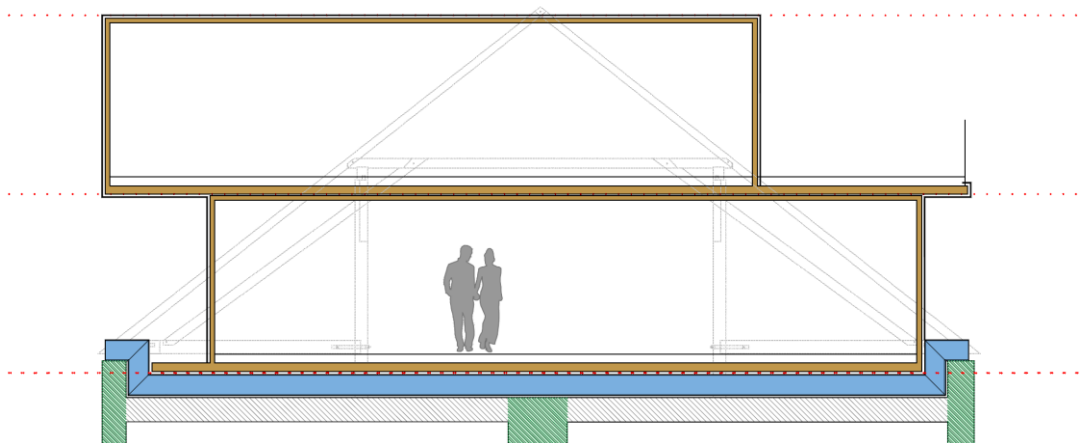


Abbildung 4.25 zweigeschossige Aufstockung Mandellstraße 9,
Lastableitung: ohne Rücksicht auf die Fassade des Gründerzeitblock

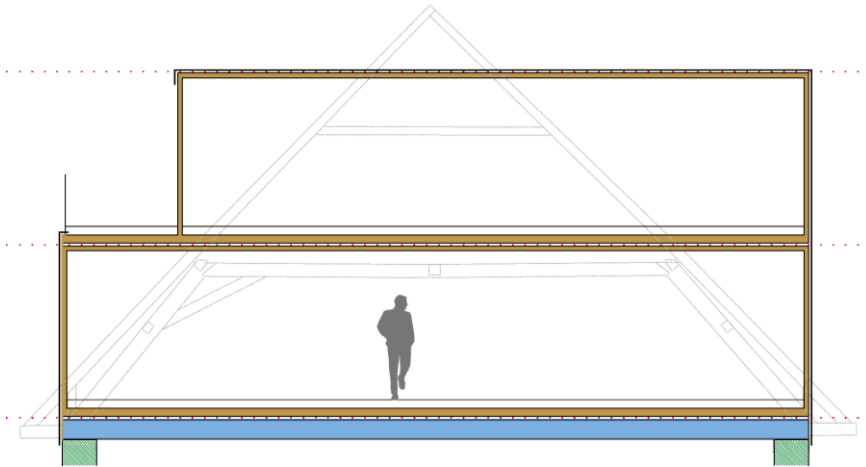


Abbildung 4.26 zweigeschossige Aufstockung Krottendorfer Straße 110,
Lastableitung: mit Rücksicht auf die untere Fassade

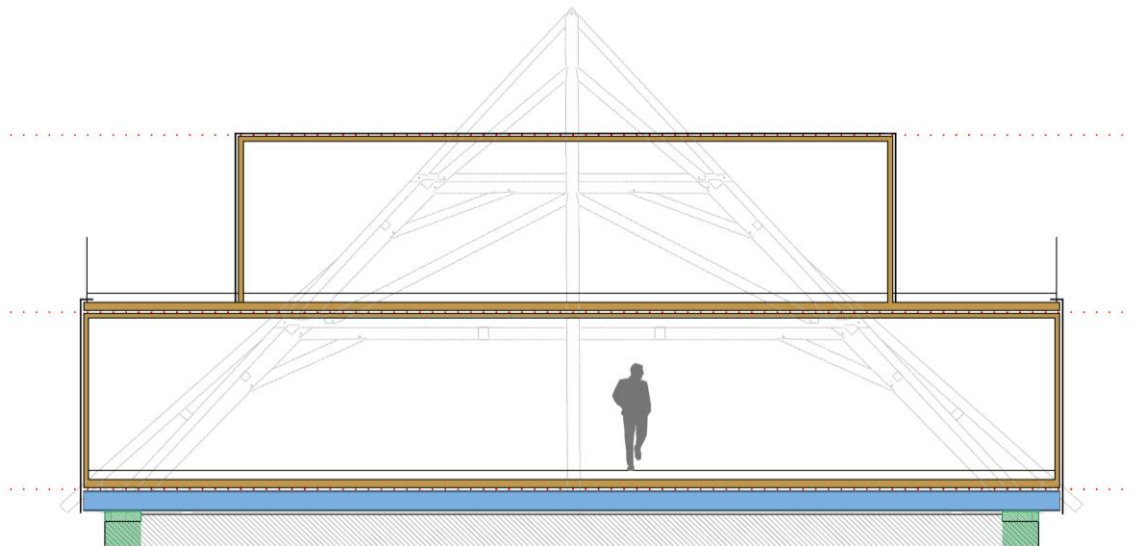


Abbildung 4.27 zweigeschossige Aufstockung Hofgasse 10,
Lastableitung: mit Rücksicht auf die untere Fassade

ARCHITEKTONISCHE STUDIEN ZUR DACHVERDICHTUNG DURCH MODULAREN HOLZBAU

Im folgenden Unterkapitel sollen die Gestaltungsmöglichkeiten einer Aufstockung durch Raumzellen dargestellt werden. Hierbei wurden die folgenden Arbeiten herangezogen:

- Im Wintersemester 2010/11 befassten sich Architekturstudenten der Technischen -Universität Graz am Institut für Gebäudelehre in Zuge des Masterstudio „Dense Cities“ [44] mit der Aufstockung von Grazer Gründerzeitblöcken. Das Ergebnis dieser Arbeiten ist Abbildung 4.28 bis Abbildung 4.30 zu entnehmen.
- Weiters befasste sich Arch. Strobl Martin Jr. im Zuge seiner Diplomarbeit „Chance Gründerzeitblock“ [45] mit der Verdichtung der Grazer Gründerzeitblöcke. Dessen architektonisches Konzept ist in Abbildung 4.31 dargestellt.
- In Zuge der „Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau“ [2] wurde vom Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz das Ziviltechnikerbüro freiraum ZT gmbh beauftragt, eine mögliche Aufstockung des Südtrakts der „Alten Technik“ der Technischen Universität Graz auszuarbeiten. Als Planungsgrundlage diente eine Masterarbeit [46] am Institut für Holzbau und Holztechnologie, welche sich mit der Bauaufnahme und Zustandsbeurteilung des Dachstuhls befasste. Das Ergebnis der Aufstockungs-Studie ist in Abbildung 4.23 dargestellt.



Abbildung 4.28 *Block 1: Aufstockung Naglergasse / Katzianergasse / Nibelungengasse / Sparbersbachgasse [44]*



Abbildung 4.29 Block 2: Rechbauerstraße | Katzianergasse | Nibelungengasse | Sparbersbachgasse [44]



Abbildung 4.30 Block 7: Rechbauerstraße | Morellenfeldgasse | Naglergasse | Sparbersbachgasse [44]



Abbildung 4.31 Aufstockung Ecke Schillerstrasse/Nibelungengasse [45]



Abbildung 4.32 Aufstockung Südtrakt Rechbauerstraße 12 [47]

KAPITEL 5: STATISCHE BERECHNUNG „FALTWERK-LÖSUNG“

5-1 EINFÜHRUNG

Im Rahmen dieser Masterarbeit wird auf Basis einer vorliegenden Bauaufnahme [46] des Dachstuhles des Gartentraktes der Alten Technik der technischen Universität Graz, die Faltwerkskonstruktion statisch konstruktiv untersucht werden.

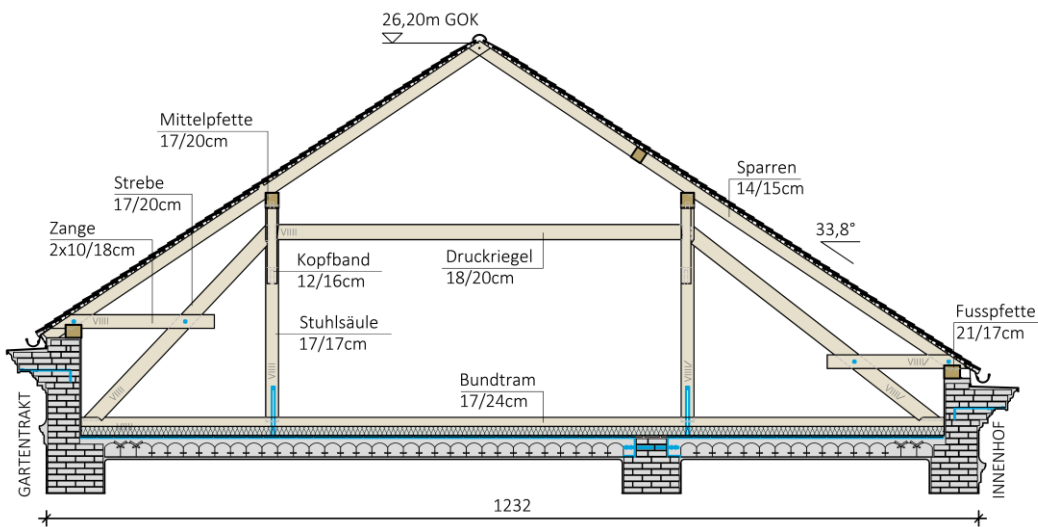


Abbildung 5.1 Schnitt der gegenwärtigen Dachkonstruktion

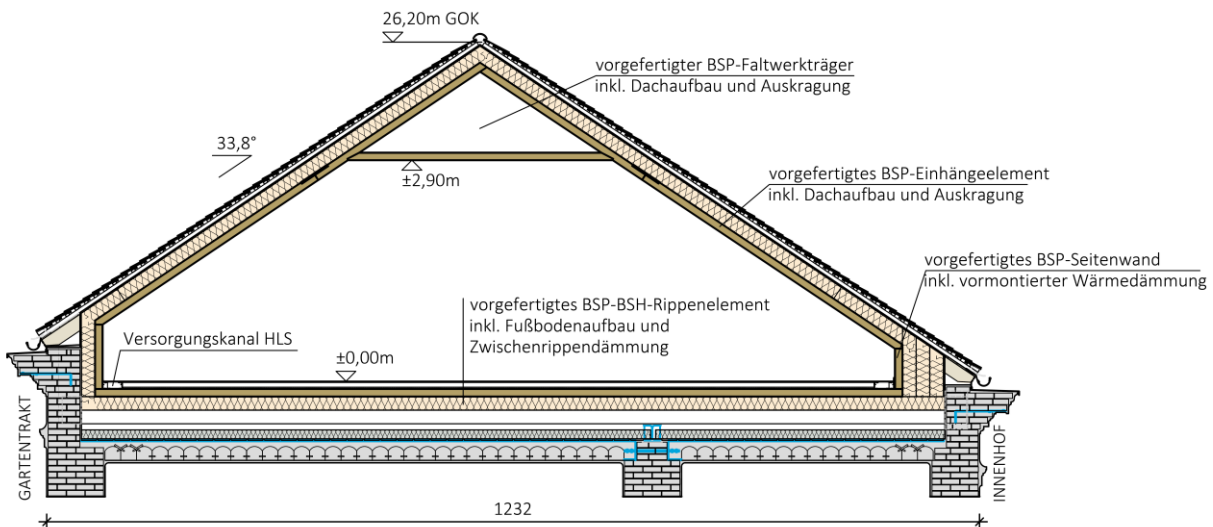


Abbildung 5.2 Schnitt der untersuchten Konstruktion

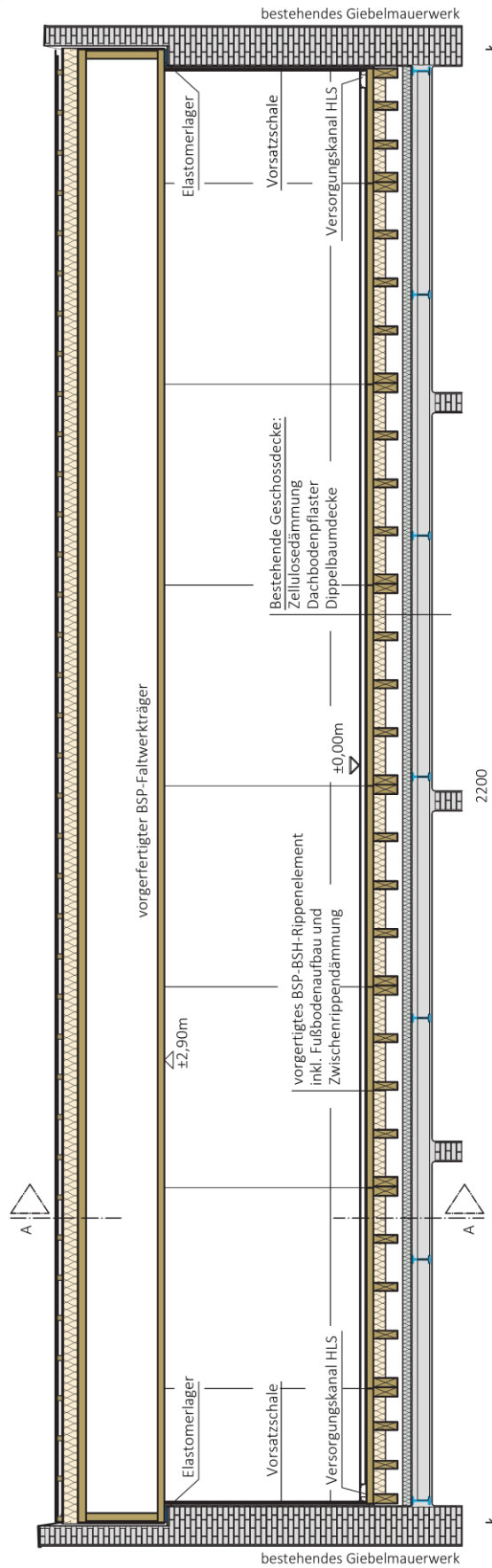


Abbildung 5.3 Längsschnitt entlang der Firstlinie der Faltwerkkonstruktion

5-1.1 BEGRIFFSBEZEICHNUNG

Zu Beginn wird die Bezeichnung die Bauteile der Faltwerkskonstruktion definiert, die in Abbildung 5.4 dargestellt sind.

Die Dreiecksstruktur, welche von Giebelwand zu Giebelwand gespannt wird, wird als *Faltwerkträger* bezeichnet, nach welchem der Name des Aufstockungskonzepts gewählt wurde. Zur Beschreibung der Bauteile des Faltwerksträgers werden die Ausdrücke eines gleichschenkeligen Dreiecks verwendet. Die Flächen, die sich am Firstpunkt schneiden, werden als *Schenkel* bezeichnet. Die horizontale Fläche wird als *Basis* bezeichnet. Die Haupttragrichtung der Faltwerksschenkel orientiert sich in Richtung der Stützweite des Faltwerksträgers (Abbildung 5.4). Die Haupttragrichtung der Basis hingegen ist um 90° gedreht (Abbildung 5.4). Die Auflagersteife innerhalb des Faltwerksträger wird als *Schott* bezeichnet. Hierbei ist die Decklage des Brettspertholzes vertikal orientiert.

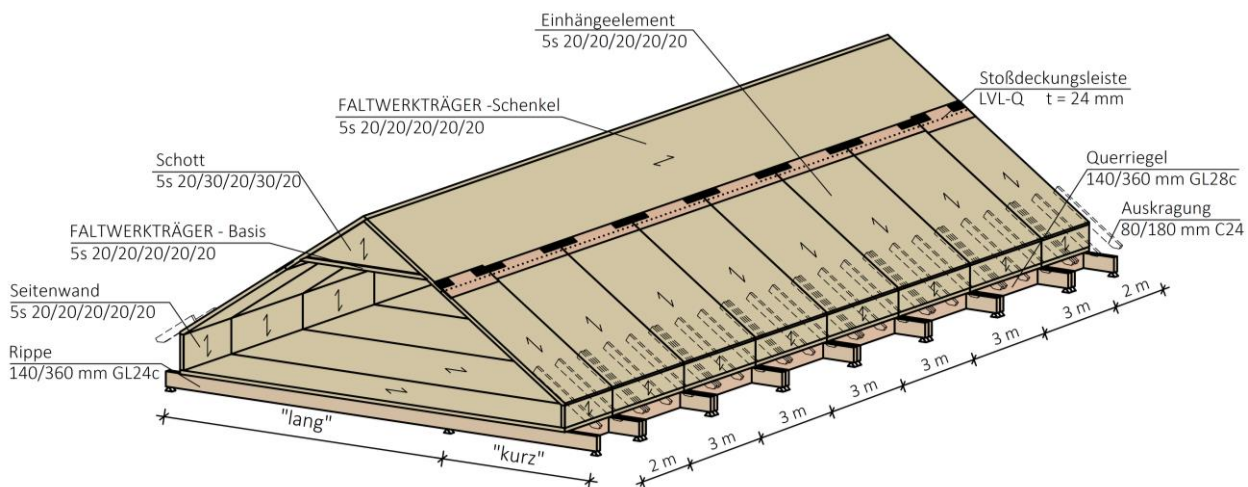


Abbildung 5.4 Explosionsdarstellung mit Benennung der Bauteile

Die BSH-BSP-Rippendecke wird in die Bauteile *Deckplatte* in BSP und *Rippe* in BSH untergliedert. Die Haupttragrichtung der BSP-Deckplatte orientiert sich in Richtung der BSH-Rippen.

Die geneigten Elemente, an denen der Dachvorsprung, die sog. Auskragung bereits vormontiert ist, wird als *Einhängeelement* bezeichnet. Dieses liegt am Faltwerkträger und der Seitenwand auf. Die Haupttragrichtung der Eihängeelemente ist in X-Richtung.

Die vertikalen BSP-Bauteile werden als *Seitenwand* bezeichnet. Diese lagert auf der Rippendecke auf und bildet dem Eihängeelement ein Auflager. Die Orientierung der obersten Decklage ist in Z-Richtung.

5-1.2 RANDBEDINGUNGEN UND LEITDETAILS

Folgend werden kurz die Randbedingungen und die nötigen Adaptierungen des Bestandes zur Errichtung der Falterkstruktur beschrieben. Die Überlegungen werden anschließend in Form von Leitdetails festgehalten (siehe darauffolgende Abbildungen).

5-1.2.1 Lasteinleitung BSP-BSH-Rippendecke

Zu Beginn muss der gegenwärtige Dachstuhl samt Eindeckung demontiert werden. Die oberste Geschossdecke des Bestandes bleibt dabei möglichst unberührt, um eine Rückbaubarkeit gewährleisten zu können. Die Bundtrame können bei Bedarf erhalten bleiben, diese müssen jedoch in der Planung mit einbezogen werden. Mit dieser Vorgehensweise soll eine mögliche Kollision mit den Rippen der BSP-BSH-Rippendecke und der Bundtrame vermieden werden. Kamine, welche nicht in Betrieb stehen, werden demontiert und können als vertikaler Versorgungsschacht für die neue Nutzung verwendet werden.

Um die Eingriffe in den Bestand gering zu halten, werden die BSP-BSH-Rippendecken so konstruiert, dass diese nur an vier Punkten an der Außenwand gelagert werden. Hierfür wird das Mauerwerk an den betreffenden Stellen punktuell mit vertikalen Schlitzten pro Rippelement versehen. Darin werden die vorgefertigten BSP-BSH-Rippendecken, inklusive vormontierten Bodenaufbau, per Kran vertikal eingehoben. Anschließend werden die Schlitzte mit Wärmedämmung ausgefüllt (Abbildung 5.5).

An der innenliegenden vertikal durchgehenden Wand wird ein Stahlprofilträger auf einem Mörtelbett am Kopf der Wand verlegt. Dieser dient als Mittelaufleger der BSP-BSH-Rippendecke. Zur Vermeidung der Flankenübertragung des Schalls, insbesondere des Trittschalls, in die darunterliegenden Geschosse, werden die Rippendecken punktförmig elastisch gelagert (siehe Abbildung 5.5).

Zur vertikalen Luftschalldämmung kommt im Deckenzwischenraum auf der bestehenden Zellulosedämmung ein Plattenresonator zur Anwendung. Dieser ist an das System angelagert, welches in Raumzellen-Zwischenräume angewendet wird [48]. Dieser Aufbau sollte die Anforderungen an Tritt- und Luftschallschutz gut erfüllen

Für den Dachaufbau wurde ein hinterlüftetes Kaltdach gewählt. Durch die aus Wind und Thermik entstehende Luftzirkulation, kann eingedrungenes Wasser abgeführt werden. Dabei wird auf die ausreichende Konstruktionshöhe hingewiesen, welcher mit abnehmender Dachneigung größer werden muss. [49]

Um das Kniestockmauerwerk durch die auftretenden Horizontalverformungen nicht zu beschädigen, wurden die „Einhängeelemente“ nicht direkt auf das Mauerwerk gelagert, sondern auf die „Seitenwände“. Somit kann sich das System durch zusammendrücken der weichen Wärmedämmung zwischen Kniestockmauerwerk und Konstruktion quasi frei verformen (siehe Abbildung 5.6).

5-1.2.2 Lasteinleitung „Falterkträger“

Um eine geeignete Auflagersituation für den Falterkträger zu schaffen, müssen die Giebelwände adaptiert werden. Hierfür wird ein vertikaler Streifen abgebrochen. Anschließend wird das Mörtelbett auf eine bestimmte Höhenkote ein nivelliert einnivelliert, auf dem dann ein Elastomerlager verlegt wird. Darauf wird der Falterkträger schwimmend gelagert. Die horizontalen Kräfte werden über Reibung ins darunterliegende Mauerwerk eingeleitet. Im Falle einer Angrenzung der Giebelwand an einem Nachbargrundstück- bzw. Bauplatzgrenze, so hätte das Giebelmauerwerk die Funktion einer brandabschnittsbildenden Wand (REI 90 und A2), dessen Dicke mindestens 15 cm über Dach geführt werden müsste [50]. Es sollte darauf geachtet werden, dass der Falterkträger mit einer möglichst geringen Exzentrizität am Mauerwerk aufgelagert wird. Die Folge von größeren Exzentrizitäten wäre eine Rissbildung des Mauerwerks an der gegenüberliegenden Seite. In Abbildung 5.7 den Fall für eine Giebelwand dar, welche an ein Nachbargrundstück bzw. Bauplatzgrenze angrenzt.

Weiters sollte darauf geachtet werden, dass zwischen Giebelwand und der Tragstruktur der Falterk-Lösung, kein Wasser in die Konstruktion eindringen kann.

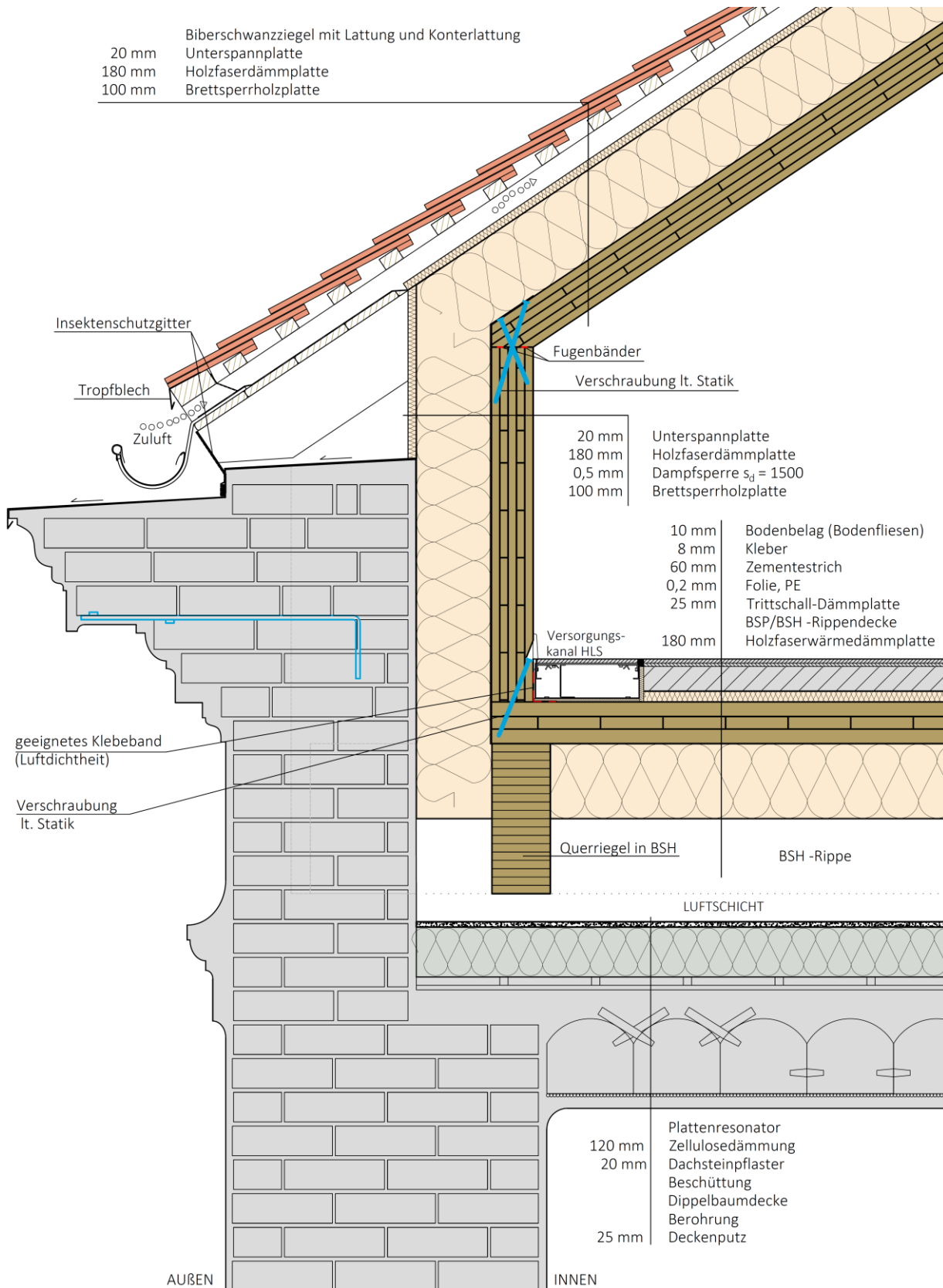


Abbildung 5.5 Leitdetail: Auflagerbereich BSP-BSH-Rippendecke

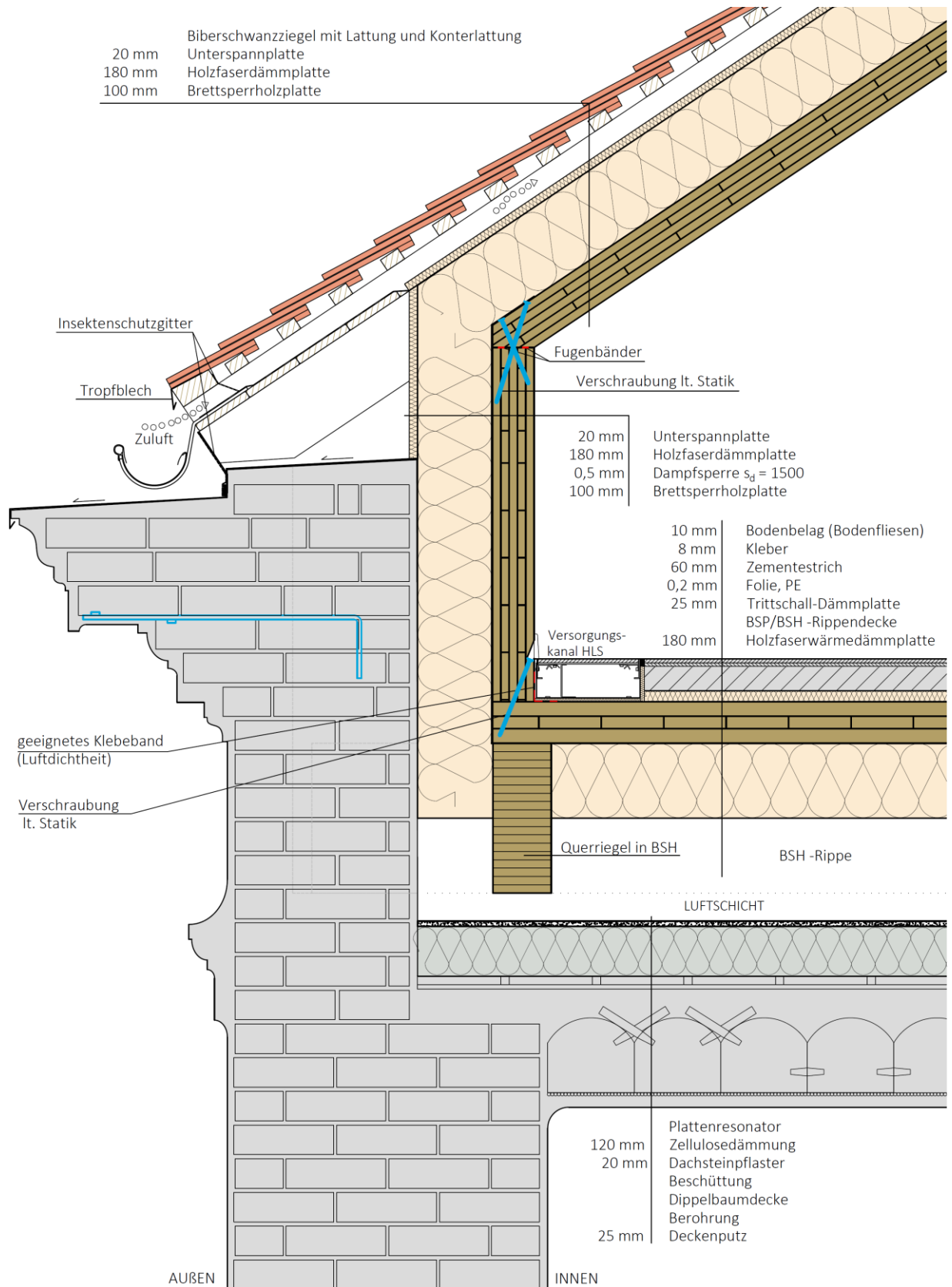


Abbildung 5.6 Leitdetail: Regelbereich zwischen Auflagerbereiche der BSP-BSH-Rippendecken

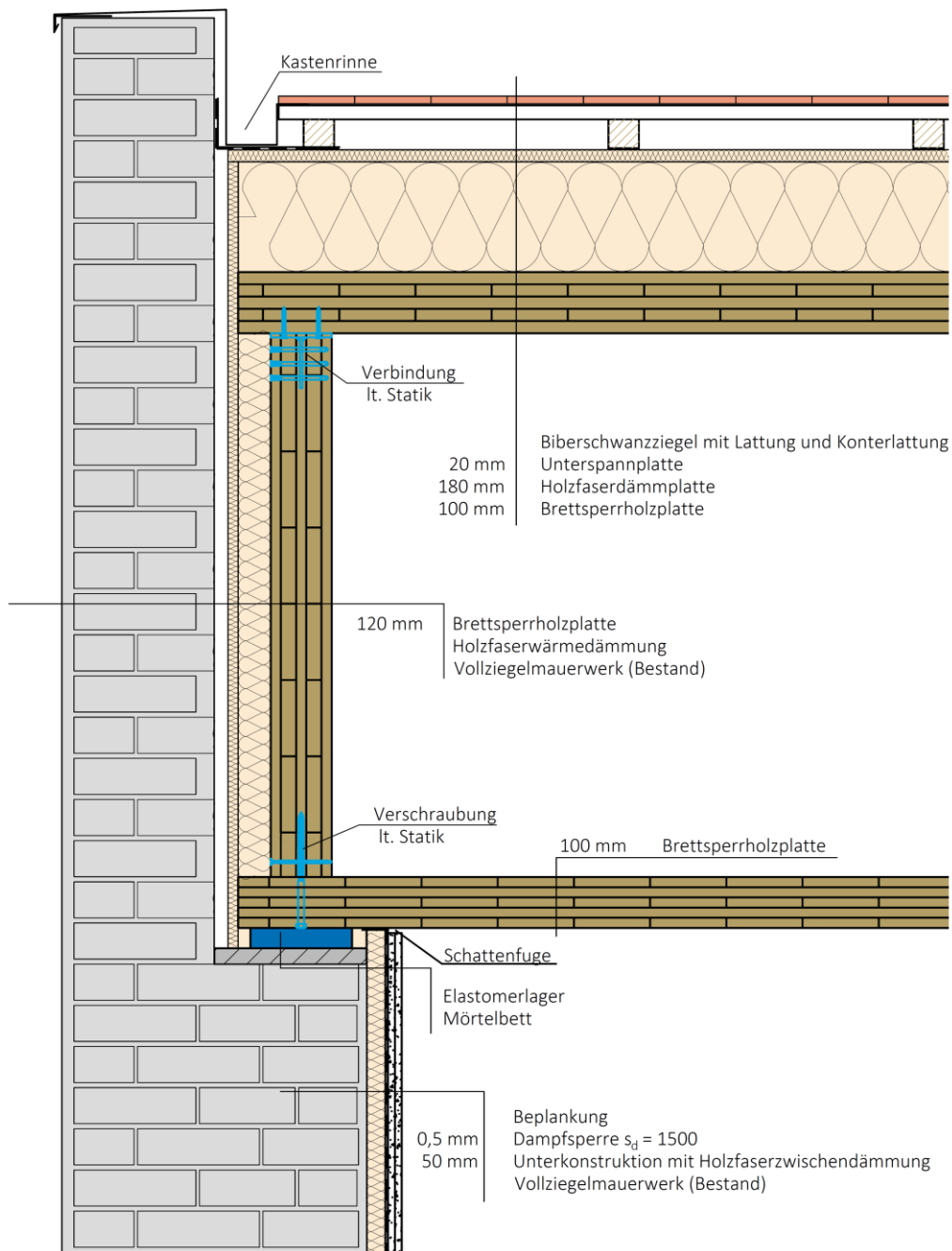


Abbildung 5.7 Lasteinleitungsbereich *Faltwerkträger*

5-1.3 GEOMETRIE

ABMESSUNG RIPPENDECKE

Die Auflagerpunkte der BSP-BSH-Rippendecken wurden, wie bereits beschrieben, durch die Belastung der vertikalen durchgehenden Wandscheiben des bestehenden Mauerwerks bereits vordefiniert. Somit liegt in diesem Fall ein unsymmetrisches System mit Spannweiten von 7,72 m und 4,08 m vor (siehe Abbildung 5.8).

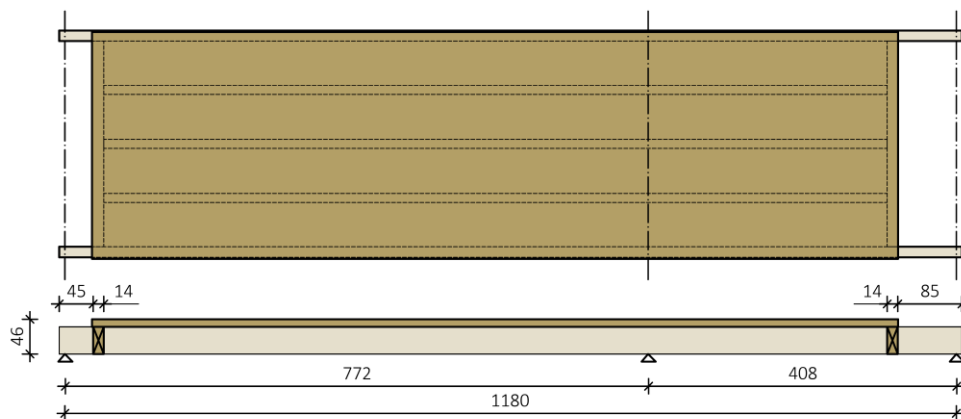


Abbildung 5.8 *BSP-BSH-Rippendecken im Schnitt, Einheiten in [cm]*

Zur Schaffung möglichst gleicher Elemente wurden 2 Typen definiert (2 m - und 3 m - BSP-BSH-Rippenelement, siehe Abbildung 5.9). Die Bauteildicken der BSP-Platte und BSH-Rippen wurden zur einfacheren Fertigung und Montage dieselben Abmessungen gewählt. Durch Variation des Abstandes der Rippen wurde eine möglichst gleiche Durchbiegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erzielt. Die innenliegenden BSH-Rippen (120/360 mm) werden durch einen auflagnahen Querriegel mit Hilfe von Systemverbinder getragen. Diese leiten die Kräfte an die außenliegenden BSH-Rippen (140/360 mm) weiter, welche diese wiederum die Kräfte in Mauerwerk einleiten.

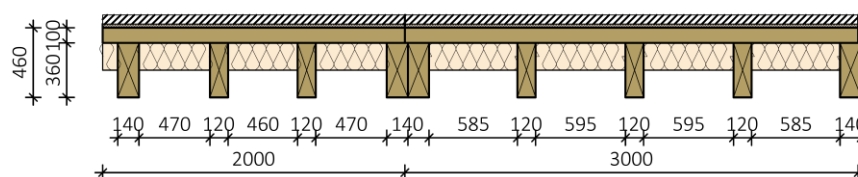


Abbildung 5.9 *Querschnittsabmessungen BSP-BSH-Rippenelement, Einheiten in [mm], nach [51]*

ABMESSUNG FALTWERKSTRÄGER

Hinsichtlich der BSP-Plattenbreite ist die Basis des Falwerkträgers mit der Breite von 3,5 m für die Auslegung der Geometrie maßgebend. Diese resultiert daraus, da die Zulassung ETA-06/0009 [52] hinsichtlich der maximal fertigmöglichen und zugelassenen Brettsperrholzlänge von 22 m gewählt wurde. Bezüglich der Spannweite von 22 m ergibt sich ein gedrungener Querschnitt mit einer Höhe von 1,30 m (siehe Abbildung 5.10). Dadurch werden höhere Verformungen im Vergleich zum klassischen Euler-Bernoulli-Balken (ebenbleiben des Querschnitts) durch der zusätzlichen Schub-Deformation erwartet. Zusätzlich wurden die Falwerk-Schenkel auf die produzierbare Breite überprüft.

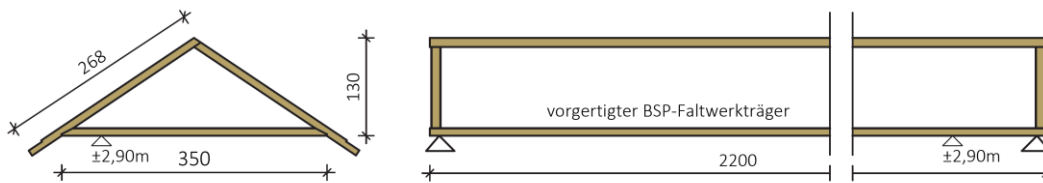


Abbildung 5.10 Querschnittsabmessungen Falwerkträger, Einheiten in [cm]

Ein positiver Aspekt der gedrunenen Querschnittsform ist die dadurch resultierende lichte Raumhöhe von 2,90 m. Nach OIB-Richtlinie 3 [53] ist eine lichte Raumhöhe von 2,50 m gefordert. Folglich kann in einem späteren Moment der Bestand durch seine abgehängte Decke an die neuen Nutzungsbedingungen angepasst werden.

ABMESSUNG EINHÄNGEELEMENT

Da die Firstlinie des gegenwärtigen Dachstuhles am Gartentrakt der Alten Technik der Technischen Universität Graz ausmitten verläuft, ergaben sich unter Beibehalt der Dachform und Ausnutzung der Dachbodenfläche zwei Spannweiten. Die Spannweite des maßgebenden Einhängenelements für die Bemessung beträgt 3,61 m. Dieses ist in Abbildung 5.11 dargestellt.

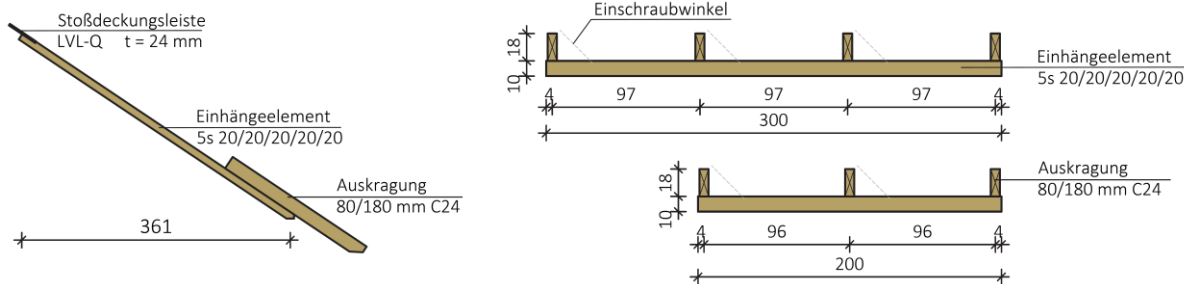


Abbildung 5.11 Einhängenelement mit vormontierter Auskragung – konstruktive Elemente
rechts oben: 2 m breites Element; rechts unten: 3 m breites Element.

Wie bei der BSP-BSH-Rippendecke wurden auch beim Einhängenelement zwei Breiten definiert (2 m - und 3 m). Die Auskragungen auf dem denen bereits vormontiert. Dies hat zur Folge, dass für die Verbindungsmittelbemessung nicht mehr der volle Laufmeter zur Verfügung steht. Weiters ist bei geneigten Schrauben jener Winkel zu berücksichtigen, um diese mit geeignetem Gerät einzubringen. Dies reduziert wiederum die zur Verfügung stehende Länge zum Einbringen der Schrauben (siehe Abbildung 5.11)

5-1.4 VERWENDETE HOLZWERKSTOFFE

In der Faltschalenkonstruktion wurden zusätzlich zu Brettspertholz Brettschichtholz (BSH) ($\gamma_m = 1,3$) [54] und Furnierschichtholz (FSH oder LVL) ($\gamma_m = 1,2$) [54] verwendet. Die charakteristische Baustoffkennwerte für Brettspertholz werden in Tabelle 38 aufgelistet. Zur Vollständigkeit werden die Baustoffkennwerte von den verwendeten Baustoffen Brettschichtholz in Tabelle 22 und für Furnierschichtholz Tabelle 23 angeführt.

Tabelle 22 Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte sowie Rohdichten für Vollholz ÖNORM EN 338 und Brettschichtholz nach ÖNORM EN 14080 [55]

			Festigkeitsklasse	C24	GL 24c	GL 28c
Festigkeit [N/mm ²]	Biegung		$f_{m,k}$	24	24	28
	Zug	parallel	$f_{t,0,k}$	14,5	17	19,5
		rechtwinklig	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	
	Druck	parallel	$f_{c,0,k}$	21	21,5	24
		rechtwinklig	$f_{c,90,k}$	2,5	2,5	
	Schub		$f_{v,k}$	4	3,5	
Rollschub		$f_{r,k}$	1,0	1,2		
Steifigkeit [N/mm ²]	Elastizitätsmodul		$E_{0,mean}$	11000	11000	12000
	Schubmodul		$G_{0,mean}$	690	650	
[kg/m ³]	Char. Rohdichte		ρ_k	350	365	390
	Mittlere Rohdichte		ρ_{mean}	420	400	420

Tabelle 23 Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte sowie Rohdichten für "Pollmeier Fichte LVL Q" $24 \leq t \leq 66$ nach Z-9.1-890 [56]

Platten- beanspruchung [N/mm ²]	Biegung	parallel	$f_{m,0,flat,k}$	36
		rechtwinklig	$f_{m,90,flat,k}$	8
	Druck		$f_{c,90,flat,k}$	4
	Schub		$f_{v,0,flat,k}$	1,3
Scheiben- beanspruchung [N/mm ²]	Biegung		$f_{m,0,edge,k}$	32
			$f_{m,90,edge,k}$	7
	Zug	parallel	$f_{t,0,k}$	25,5
		rechtwinklig	$f_{t,90,edge,k}$	3,5
	Druck	parallel	$f_{c,0,k}$	30
		rechtwinklig	$f_{c,90,edge,k}$	9
Schub		$f_{v,0,edge,k}$	4,1	
Steifigkeits- kennwerte [N/mm ²]	Elastizitätsmodul		$E_{0,mean}$	10600
	Schubmodul		$G_{v,0,edge,mean}$	590
	Schubmodul		$G_{v,0,flat,mean}$	150
[kg/m ³]	Char. Rohdichte		ρ_k	480
	Mittlere Rohdichte		ρ_{mean}	530

5-2 LASTENANNAHME

5-2.1 STÄNDIGE EINWIRKUNGEN

Dachaufbau:

Im nächsten Abschnitt wird die flächenbezogene Masse in kg/m^2 des Dachaufbaues, wie in Abbildung 5.12 dargestellt, berechnet. Für die statische Berechnung wurde der aus Tabelle 24 berechnete Wert aufgerundet und mit 110 kg/m^2 gewählt.

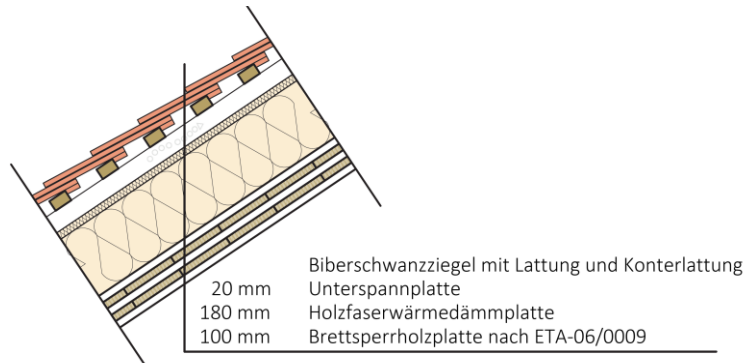


Abbildung 5.12 gewählter Dachaufbau

Tabelle 24 Berechnung der flächenbezogene Masse in kg/m^2 des gewählten Dachaufbaus

#	Material / Schicht	d	ρ	γ
		[mm]	[kg/m^3]	[kg/m^2]
1	Brettsperrholz – lt. Statik	-	450	0,0
2	Holzfaserdämmplatte	180	180	32,4
3	Unterspannplatte	20	270	5,4
4	Biberschwanzziegel inkl. Lattung	75	933	70,0
			Σ	107,8

Wandaufbau:

Die flächenbezogene Masse in kg/m^2 des Dachaufbaues, wie in Abbildung 5.13 dargestellt, wird in Tabelle 25 berechnet. Die Masse, welche im statischen Modell angesetzt wird, wird auf 40 kg/m^2 gerundet.

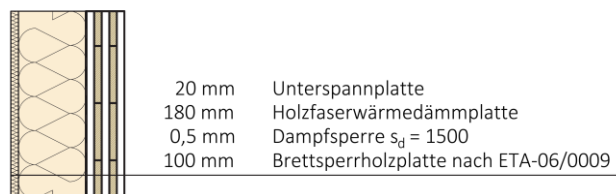


Abbildung 5.13 gewählter Wandaufbau

Tabelle 25 Berechnung der flächenbezogene Masse in kg/m² des gewählten Wandaufbaus

#	Material / Schicht	d	ρ	γ	
		[mm]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	
1	Brettsper Holz	-	450	0,0	
2	Dampfsperre sd=1500	0,5	0,0013	0,0	
3	Holzfaserdämmplatte	180	180	32,4	
4	Unterspanplatte	20	270	5,4	
				Σ	37,8

Fußbodenaufbau:

Die flächenbezogene Masse in kg/m² des Fußbodenaufbaues, wie in Abbildung 5.14 dargestellt, wird in Tabelle 26 berechnet. Im Fußbodenaufbau wird auf eine Beschüttung verzichtet, da die Installationsleitungen in dafür vorgesehene Versorgungsschächte geführt werden. Somit bleiben die wasserführenden Leitungen zugänglich und es besteht die Möglichkeit, die Dachverdichtung durch geringen Aufwand der neuen Nutzung anzupassen. Zur vertikalen Luftschalldämmung wird die oberste Geschossdecke mit sogenannten Plattenresonatoren, in Form von Gipsfaserplatten verlegt. Da die Abstände der BSH-Rippen der Rippendecke variieren, wurde deren Eigengewicht im Modell berücksichtigt. Die Masse, welche im statischen Modell angesetzt wird, wird auf 200 kg/m² gerundet.

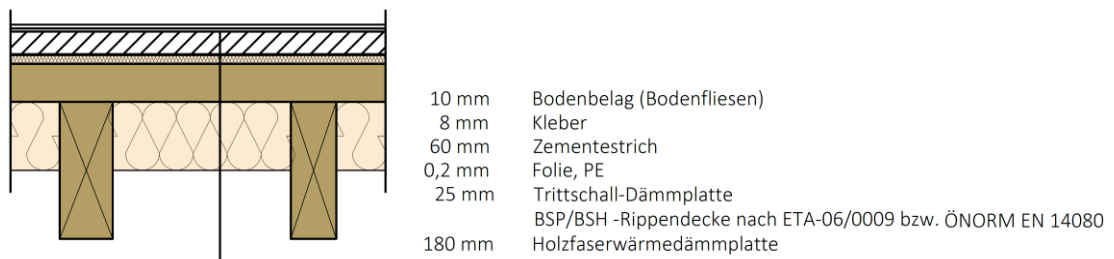


Abbildung 5.14 gewählter Fußbodenaufbau

Tabelle 26 Berechnung der flächenbezogenen Masse in kg/m² des gewählten Fußbodenaufbaus

#	Material / Schicht	d	ρ	γ	
		[mm]	[kg/m ³]	[kg/m ²]	
1	Fliesen	10	2300	23,0	
2	Kleber	8	1500	12,0	
3	Zementestrich	60	2000	120	
4	Folie, PE	0,2	980	0,2	
5	Trittschall-Dämmplatte	25	110	2,8	
6	BSP/BSH-Rippenelement – lt. Statik	0	450	0,0	
7	Holzfaserplatte	180	180	32,4	
				Σ	190,4

5-2.2 VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN

5-2.2.1 Nutzlast

Für den neu geschaffenen Raum wurde die Nutzungskategorie C2 „Flächen mit Personenansammlungen - Vorlesungssälen“ nach ÖNORM EN 1991-1-1 [57] gewählt. Diese Annahme wurde deswegen gewählt, da aktuell nicht klar ist, welche Nutzung den Räumlichkeiten zugeführt wird. Des Weiteren ist diese Annahme ein konservativer Ansatz hinsichtlich der Erdbebenlasten. Da die Bemessungskombination bei Erdbeben für quasi-ständige Einwirkungen berechnet wird, ist für den Kombinationswert $\Psi_{2,i}$ für die Nutzungskategorie C ein höherer Wert anzusetzen, als für die Nutzungskategorie A bzw. B. Damit liegen die Annahmen auf der sicheren Seite.

Die anzusetzende Flächenlast q_k wurde folglich mit **4,0 kN/m²** angesetzt.

Für das Dach nach [57] wurde die Nutzungskategorie H gewählt. Das Nutzungsmerkmal „Nicht zugängliche Dächer außer für übliche Unterhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen“ stimmt mit der vorliegenden Situation überein und darf für diese veränderliche Belastung, bei üblichen Unterhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen, vernachlässigt werden.

5-2.2.2 Schneelast

Die Schneelast wurde lt. ÖNORM EN 1991-1-3 5.2.(3) a) [58] und nach dem zugehörigen nationalen Anhang ÖNORM B 1991-1-3 [59] bestimmt.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (5.1)$$

Dabei sind:

s.....Schneelast auf dem Dach [kN/m ²];	
μ_iFormbeiwert für Schneelasten:	$\mu_i = 0,8$;
.....(Konservative Annahme: Schneegitter am Dach);	
C_eUmgebungskoeffizient:	$C_e = 1,0$;
C_tTemperaturkoeffizient:	$C_t = 1,0$;
s_kcharakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden (für Graz – Zentrum; Seehöhe 369 m, Lastzone 2):	$s_k = 1,65 \text{ kN/m}^2$.

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,65 = \underline{\underline{1,32 \text{ kN/m}^2}} \quad (5.2)$$

Bei einer Aufstockung innerhalb der gegenwärtigen Dachform, sind zusätzlich zur Vollbelastung die asymmetrische Laststellungen für Satteldächer zu untersuchen:

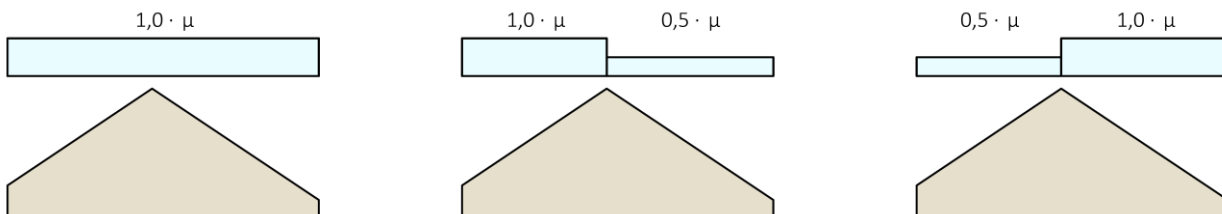


Abbildung 5.15 Laststellungen der Schneelast auf Satteldächern lt. ÖNORM EN 1991-1-3 [58].

5-2.2.3 Windlast

Die Windlast wurde lt. ÖNORM EN 1991-1-4 [60] und laut den zugehörigen nationalen Anhang ÖNORM B 1991-1-4 [61] bestimmt.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.3)$$

Dabei sind:

$q_p(z_e)$... Böengeschwindigkeitsdruck
 z_e Bezugshöhe für den Außendruck
 c_{pe} Beiwert für den Außendruck

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (5.4)$$

Dabei sind:

$q_p(z_i)$... Böengeschwindigkeitsdruck
 z_i Bezugshöhe für den Innendruck
 c_{pi} Beiwert für den Innendruck

$$w_{mittel} = w_e - w_i \quad (5.5)$$

$$w_{mittel} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} - q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (5.6)$$

$$\underline{w_{mittel} = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q_p(z)} \quad (5.7)$$

Für die Innendruckbeiwerte für Wohn- und Bürogebäude können nach ÖNORM EN 1994-1-4 Abs.7.2.9

$$c_{pi,min} = -0,3$$

$$c_{pi,max} = +0,2$$

angenommen werden.

BEIBEHALT DER GEGENWÄRTIGEN DACHFORM

Geometrie: $h = 26,2 \text{ m}$, $b = 66 \text{ m}$; $d = 12,90 \text{ m}$

$$h \leq b \rightarrow z_e = h = 26,2 \text{ m}$$

Berechnung des Böengeschwindigkeitsdruckes lt. ÖNORM B 1991-1-4 für den Standort Graz ($q_{b,0} = 0,26 \text{ kN/m}^2$) und Geländeklasse IV:

$$q_p(z_e) = 1,2 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,38} \cdot q_{b,0} = 1,2 \cdot \left(\frac{26,2}{10}\right)^{0,38} \cdot 0,26 = \underline{\underline{0,45 \text{ kN/m}^2}} \quad (5.8)$$

Windrichtung senkrecht zum First: Nord-Süd

Geometrie: $h = 26,2 \text{ m}$, $b = 66 \text{ m}$; $d = 12,90 \text{ m}$ Dachneigung = 34°

Die Einteilung der Dachflächen gemäß ÖNORM EN 1991-1-4, Bild 7.8 ist in Abbildung 5.16 dargestellt.

$$e = \min(b; 2h) = (66 \text{ m}; 2 \cdot 26,2 \text{ m}) = 52,4 \text{ m}$$

Für die Berechnung der Windlasten bei Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform werden, aufgrund der Geometrie, nur die Bereiche G, H, I und J herangezogen.

Da Dachneigung beträgt 34° , werden die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ interpoliert:

Tabelle 27 Interpolation der Außendruckbeiwerte für Sattel- und Trogdächer quer zur Firstrichtung (Anströmrichtung $\Theta=0^\circ$) lt. [Eurocode] Tabelle 7.4a

α	minimale Werte				maximale Werte			
	G	H	I	J	G	H	I	J
30°	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5	+0,7	+0,4	+0,0	+0,0
34°	-0,4	-0,1	-0,3	-0,4	+0,7	+0,5	+0,0	+0,0
45°	+0,0	+0,0	-0,2	-0,3	+0,7	+0,6	+0,0	+0,0

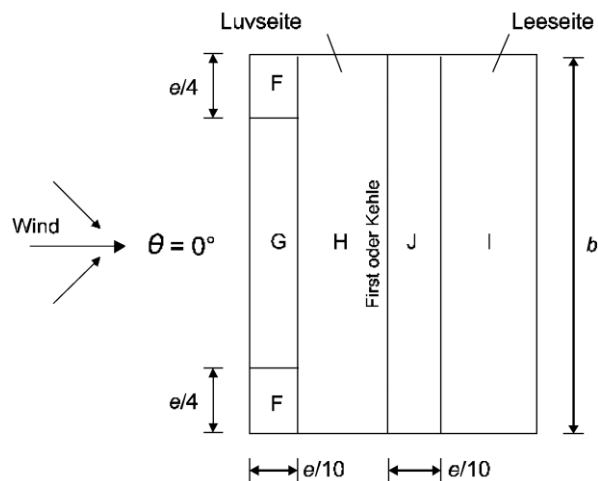


Abbildung 5.16 Einteilung der Dachflächen bei Sattel- und Trogdächern (Anströmrichtung $\Theta=0^\circ$) [60]

Nun wird die einwirkende Windlast nach Formel (5.7) berechnet. Dabei wird zwischen Fall 1 (positiver Innendruck) und Fall 2 (negativer Innendruck) unterschieden:

Fall 1:

$$w_{G,min} = [-0,40 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,27 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{H,min} = [-0,10 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{I,min} = [-0,30 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,23 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{J,min} = [-0,40 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,27 \text{ kN/m}^2$$

Da Fall 1 günstig für die Tragstruktur wirkt, wird diese Belastung im Modell vernachlässigt.

Fall 2:

$$w_{G,max} = [+0,70 - (-0,30)] \cdot 0,45 = +0,45 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{H,max} = [+0,50 - (-0,30)] \cdot 0,45 = +0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{I,max} = [+0,00 - (-0,30)] \cdot 0,45 = +0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{J,max} = [+0,00 - (-0,30)] \cdot 0,45 = +0,14 \text{ kN/m}^2$$

Windrichtung in First-Richtung: Ost-West

Geometrie: $h = 26,2 \text{ m}$, $b = 12,90 \text{ m}$; $d = 66 \text{ m}$

$e = \min(b; 2h) = \min(12,9 \text{ m}; 2 \cdot 26,2 \text{ m}) = 12,9 \text{ m}$

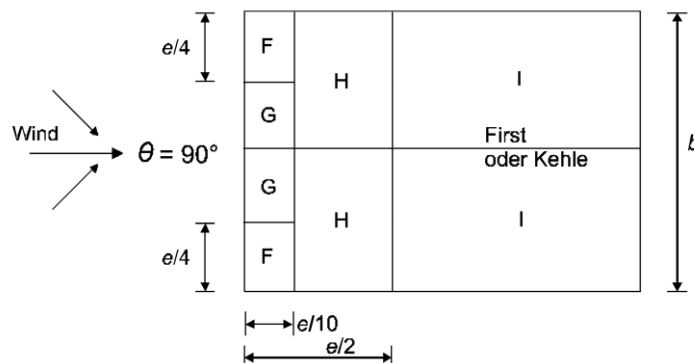


Abbildung 5.17 Einteilung der Dachflächen bei Sattel- und Trogdächern (Anströmrichtung $\Theta=90^\circ$) [60]

Für die Berechnung der Windlasten unter Beibehaltung der gegenwärtigen Dachform werden aufgrund der Geometrie nur die Bereiche G, H und I herangezogen.

Die Dachneigung beträgt 34° , die dazugehörigen Werte werden interpoliert.

Tabelle 28 Interpolation der Außendruckbeiwerte und Außenwinddrücke, längs zur Firstrichtung (Anströmrichtung $\Theta=90^\circ$) lt. [Eurocode] Tabelle 7.4b

α	G	H	I
30°	-1,4	-0,8	-0,5
34°	-1,4	-0,8	-0,5
45°	-1,4	-0,9	-0,5

$$w_G = [-1,40 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,72 \text{ kN/m}^2$$

$$w_H = [-0,80 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,45 \text{ kN/m}^2$$

$$w_I = [-0,50 - 0,20] \cdot 0,45 = -0,32 \text{ kN/m}^2$$

Diese Einwirkung entlastet das System, weshalb diese vernachlässigt wird. Trotzdem sollte der Fall „Abheben der Dachdeckung“ überprüft werden. Biberschwanzziegel wiegen mit einem Format von $155 \text{ mm} \times 375 \text{ mm}$ und $180 \text{ mm} \times 380 \text{ mm}$, je nach Verlegung, zwischen $0,65 \text{ kN/m}^2$ und $0,90 \text{ kN/m}^2$ [62]. Somit ist der Nachweis im Bereich G ($1,5 \cdot 0,72 / (1,35 \cdot 0,65) = 1,2 \leq 1$) nicht erfüllt und die Ziegel sind auf Abheben zu sichern.

5-2.3 AUßERGEWÖHNLICHE BEMESSUNGSSITUATION

Zusätzlich zu den vorhin beschriebenen Lastfällen wird die außergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben betrachtet. Der Schwerpunkt liegt dabei auf die Berechnung der BSP-Elemente und der Verbindungsmittel. Somit wird als Vereinfachung auf die Mauerwerksnachweise der darunterliegenden Geschosse verzichtet.

5-2.3.1 Erdbeben

In ÖNORM EN 1998-1 wird die „sehr geringe Seismizität“ als Untergrenze der Notwendigkeit einer Erdbebenbemessung angeführt. Überschreitet die ermittelte Bemessungsbodenbeschleunigung $a_g > 0,39 \text{ m/s}$ bzw. das Produkt $a_g \cdot S > 0,49 \text{ m/s}^2$, ist der Erdbebennachweis zu erbringen. Die Stadt Graz liegt nach B 1998-1 in der Zone 1, der Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung a_{gR} beträgt $0,47 \text{ m/s}^2$. Die Bemessungsbodenbeschleunigung berechnet sich:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (5.9)$$

Dabei sind:

- a_g Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A;
- γ_I Bedeutungsbeiwert;
- a_{gR} Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A;

Für das betrachtete Gebäude wurde die Bedeutungskategorie III angenommen (Schulen, Versammlungsräume). Daraus ergibt sich nach ÖNORM EN 1998-1:2013 3.2.1(5) der Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1,2$.

Mit dem gewählten Bedeutungsbeiwert berechnet sich der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung nach (5.9):

$$a_g = 1,2 \cdot 0,47 = 0,564 \text{ m/s}^2 > 0,39 \text{ m/s}^2$$

Der Bodenparameter S wird mit der Annahme Baugrundklasse C (tiefe Ablagerungen von dichten oder mitteldichten Sand, Kies oder steifen Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern) gewählt. Somit ergibt sich der Bodenparameter $S = 1,15$. Das Produkt $a_{gR} \cdot S$ kann wie folgt berechnet werden:

$$a_{gR} \cdot S = 0,47 \cdot 1,15 = 0,54 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2$$

Da beide berechneten Werte größer als die Untergrenze für die Notwendigkeit einer Erdbebenbemessung sind, ist eine Erdbebenbemessung nicht vernachlässigbar.

Die Einwirkung wird nach ÖNORM EN 1998-1 [63] und mit den nationalen Parametern nach ÖNORM B 1998-1 nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren berechnet. Hierbei wird nur der Bereich des bestehenden Gebäudes für die Berechnung der Massen herangezogen, welches sich unterhalb der Fachwerkkonstruktion befindet. Die Aufteilung der Horizontalkomponente der Erdbebeneinwirkung erfolgt nach einer angenommenen Eigenform, die mit der Höhe linear zunimmt. Das elastische Antwortspektrum $S_e(T)$ für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung wird nach [63] durch folgende Ausdrücke definiert (siehe Abbildung 5.18):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (5.12)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c \cdot T_c}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (5.13)$$

Dabei sind:

- $S_d(T)$ Ordinate des Bemessungsspektrums;
- T Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;
- T_B untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;
- T_C obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;
- T_D Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert;
- S Bodenparameter für Baugrundklasse C, $S = 1,15$;
- q Verhaltensbeiwert;
- β Beiwert für den unteren Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum. Der empfohlene Wert nach [63] für β ist 0,2.

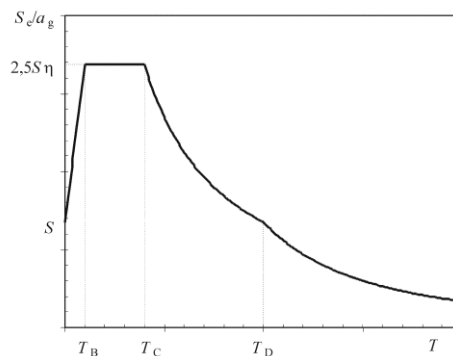


Abbildung 5.18 Form des elastischen Antwortspektrums [63]

Als maßgebende Schwingungsdauer T des Systems wird der ungünstige Fall im Antwortspektrum $T_B \leq T \leq T_C$ nach Gleichung (5.11) angenommen. Somit ergibt sich für die Ordinate des Bemessungsspektrums mit dem Verhaltensbeiwert $q = 1,5$:

$$S_d(T) = 0,564 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,081 \text{ m/m}^2$$

In weiterer Folge wird die Gesamterdbebenkraft in jeder horizontalen Richtung, in der das Bauwerk untersucht wird, folgendermaßen berechnet:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.14)$$

Dabei sind:

- m Gesamtmasse des Bauwerks, oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschosses, mit Berücksichtigung der quasi ständigen Lasten aus der Nutzlast;
- T Korrekturbeiwert, mit $\lambda = 0,85$, wenn $T \leq 2 \cdot T_c$ ist.

Für die Berechnung der Gesamtmasse des Bauwerkabschnittes, wie in Abbildung 5.19 dargestellt, wurde folgende Lasten angenommen:

Ständige Lasten:

Decken über KG bis über OG1:	Tramdecke, Schüttung, Belag	3,5 kN/m ²
Decke über OG2:	Doppelbaumdecke, Schüttung, Dachbodenpflaster	3,0 kN/m ²
Wände:	Vollziegelmauerwerk	18,0 kN/m ³

Quasi ständige Lasten:

Nutzlast	$q=4,0 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2=0,6$	2,4 kN/m ²
----------	---	-----------------------

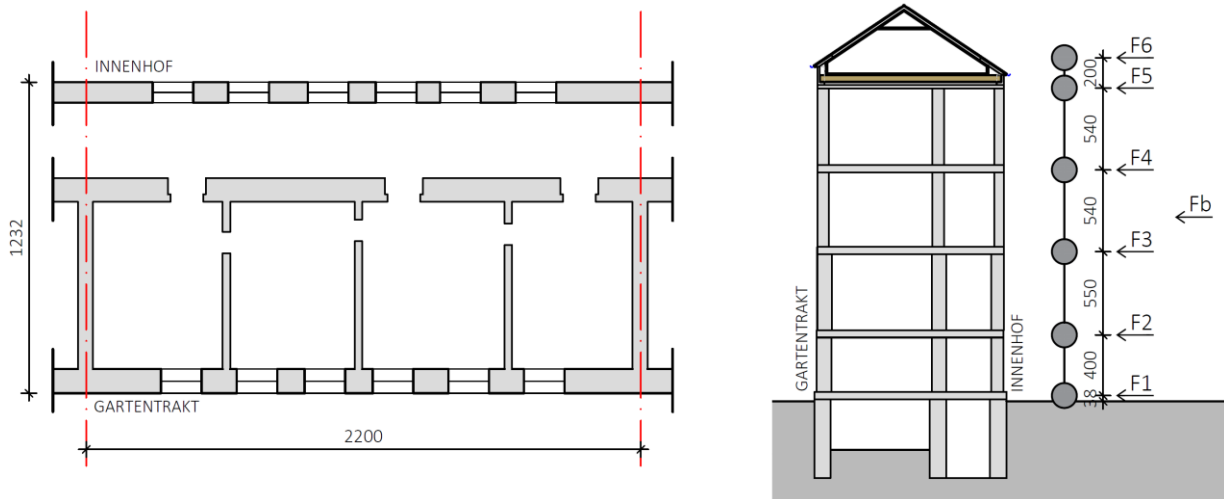


Abbildung 5.19 links Grundriss Massenermittlung, rechts Modell Massenverteilung

Tabelle 29 Berechnung Gesamtmasse Bauwerksabschnitt

Massenpunkt	Höhe	Masse	Massenanteile	
6	z= 22,74 m	66168 kg	Faltwerkkonstruktion + q-s Nutzlast	66168 kg
5	z= 20,68 m	404901 kg	Kniestockmauerwerk	72519 kg
			Decke	94864 kg
			0,5 Wand 3.OG	237518 kg
4	z= 15,28 m	620333 kg	0,5 Wand 3.OG	237518 kg
			Decke + q-s Nutzlast	146456 kg
			0,5 Wand 2.OG	236358 kg
3	z= 9,88 m	679102 kg	0,5 Wand 2.OG	236358 kg
			Decke + q-s Nutzlast	146456 kg
			0,5 Wand 1.OG	296287 kg
2	z= 4,38 m	631504 kg	0,5 Wand 1.OG	296287 kg
			Decke + q-s Nutzlast	129746 kg
			0,5 Wand EG	205471 kg
1	z= 0,38 m	693053 kg	0,5 Wand EG	205471 kg
			Decke + q-s Nutzlast	129444 kg
			0,5 Wand KG	358138 kg
Gesamtmasse		3095061 kg		

Somit berechnet sich aus der Gesamtmasse die Gesamterdbebenkraft F_b nach (5.14):

$$F_b = 1,081 \cdot 3095061 \cdot 0,85 \cdot 10^{-3} = 2843,90 \text{ kN}$$

Durch die Annahme der Grundeigenform, welche über die Höhe des Bauwerks linear zunimmt, können die Horizontalkräfte mit nachfolgendem Ausdruck berechnet werden:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.15)$$

Dabei sind:

F_i am Stockwerk i angreifende Horizontalkraft;

m_i, m_j Stockwerksmassen;

z_i, z_j Höhe der Massen m_i und m_j über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift.

Tabelle 30 Aufteilung der Erdbebenkraft auf die Geschoße

Massenpunkt	Höhe	Masse	$z_i \cdot m_i$	$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$
6	z = 22,74 m	66168 kg	1500681,44	146,70 kN
5	z = 20,68 m	404901 kg	8373346,062	818,55 kN
4	z = 15,28 m	620333 kg	9478682,953	926,60 kN
3	z = 9,88 m	679102 kg	6709529,598	655,90 kN
2	z = 4,38 m	631504 kg	2765989,631	270,39 kN
1	z = 0,38 m	693053 kg	263360,0982	25,75 kN
Σ		3095061 kg	29091590 kg	2843,90 kN

Im Modell wurde die Erdbebenkraft für die Faltwerkkonstruktion über eine äquivalente Beschleunigung berücksichtigt.

5-3 LASTFÄLLE UND LASTFALLKOMBINATIONEN

In der folgenden Tabelle 31 werden die Lastfälle angeführt, welche bei der statischen Berechnung mit dem FE-Programm „RFEM“ angewandt wurden.

5-3.1 LASTFÄLLE

Tabelle 31 Übersicht Lastfälle

Lastfallnr.	Lastfall- Beschreibung
LF1	Eigengewicht + Ausbaulast
LF2	Nutzlast großes Feld
LF3	Nutzlast kleines Feld
LF4	1 kN Punktlast
LF5	Schnee Voll
LF6	Schnee in +X
LF7	Schnee in -X
LF8	Wind in +X
LF9	Wind in -X
LF10	Erdbeben in X-Richtung
LF11	Erdbeben in Y-Richtung

5-3.2 LASTFALLKOMBINATIONEN

[16]

Die Lastfälle wurden gemäß ÖNORM EN 1990 [16] kombiniert und für die Berechnung herangezogen. Nachstehend werden die verwendeten Lastfallkombinationsregeln aufgelistet:

Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS - „ultimate limit state“)

Grundkombination:
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.16)$$

Bemessungssituationen bei Erdbeben:
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.17)$$

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS - „serviceability limit state“)

Charakteristische Kombination:
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.18)$$

Quasi-ständige Kombination:
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.19)$$

5-4 MODELLBILDUNG UND NACHWEISVERFAHREN

Modelliert und berechnet wurde die Faltwerkskonstruktion mit dem FE-Programm „RFEM“ der Firma Dlubal Software GmbH (siehe Abbildung 5.20). Damit wurden die Platten- und Scheibenschnittkräfte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnet und mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ ausgewertet. Verformungen und Eigenfrequenzen für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wurden zudem mit dem FE-Programm „RFEM“ berechnet. Diese wurden anschließend den geforderten Grenzwerten gegenübergestellt. Die Nachweise der Verbindung sind nicht Bestandteil dieses Kapitels. Diese werden gesondert im Kapitel 5-6 behandelt.

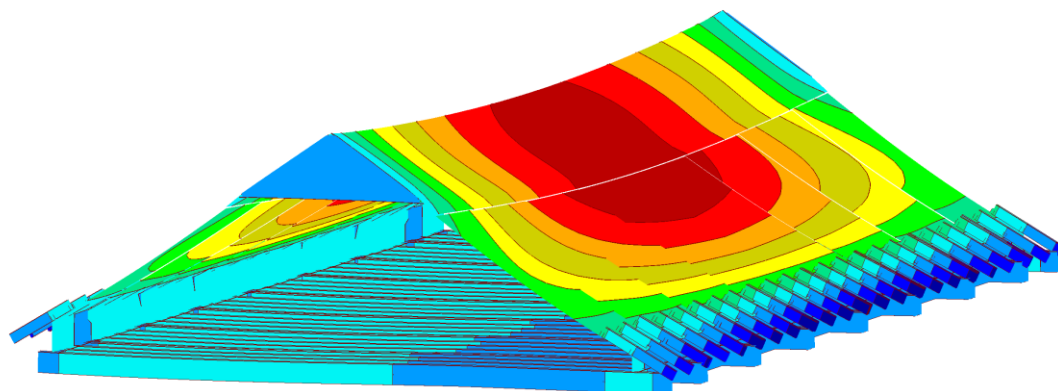


Abbildung 5.20 *RFEM – Modell – Verformung unter quasi-ständiger Einwirkung.
Faktor für Verformung: 16.*

5-4.1 BRETTSPERHOLZ

Brettsperrholz (BSP) ist ein mehrschichtig verklebter, flächenhafter Baustoff aus Holz, dessen Faserrichtung der benachbarten Schichten rechtwinklig zueinander orientiert ist (siehe Abbildung 5.21) [64]. Die damit entstehende Orthogonalität des Schichtenaufbaus hat positive Eigenschaften auf das Quell- und Schwindverhalten des Holzprodukts. [65]

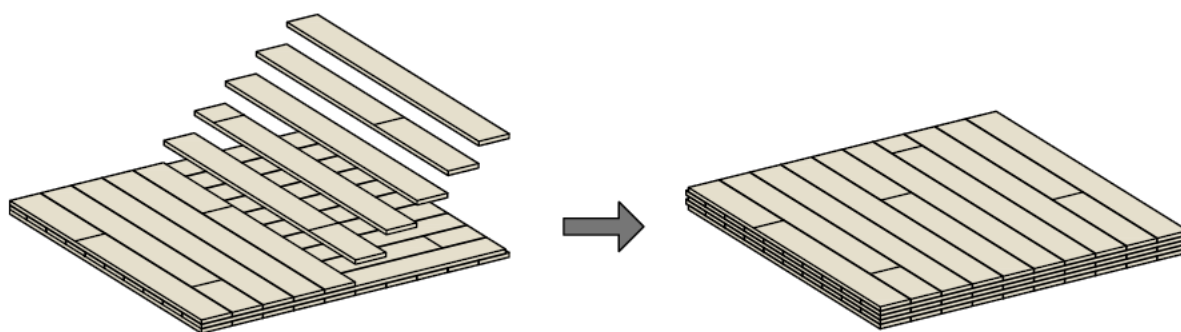


Abbildung 5.21 *Aufbau einer 5-schichtigen Brettsperrholzplatte nach [65]*

Brettsperrholzplatten bestehen meist aus mindesten drei einschichtigen Platten, deren Querschnittsaufbau zur Mittelebene hin symmetrisch ist. Überwiegend wird BSP aus den Nadelhölzern Fichte Tanne, Kiefer und Lärche produziert. Es gibt auch einen Hersteller der BSP in Birke produziert oder die Oberfläche mit sog. Exzellentlamellen aus Birke Eiche oder Zirbe veredelt. [65] [66]

Je nach Zulassungs- bzw. Anwendungsdokument variieren die max. Breiten bzw. Längen des Brettsperrholzes. Breiten von 2,95 m bis 4,00 m und Längen von 16 m bis 22 m sind die Abmessungen

der Brettspertholzplatten der fünf großen österreichischen Produzente. [67] In dieser Masterarbeit wurde die Brettspertholzplatten nach ETA-06/0009 [52] hinsichtlich der max. Länge von 22 m gewählt. Nach Die Breite dieser Elemente beträgt nach dem Bewertungsdokument 3,5 m.

5-4.2 DEFINITION STEIFIGKEITSEIGENSCHAFTEN

[68] [69] [70]

Die Eingabe der BSP-Querschnitte in das Statikprogramm „RFEM“ erfolgt über die Definition der Steifigkeitsmatrix im Zusatzmodul „RF-LAMINATE“. Die allgemeine Steifigkeitsmatrix einer orthotropen Fläche lautet dort wie folgt:

$$\begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & D_{26} & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & 0 & 0 & D_{36} & D_{37} & D_{38} \\ & & & D_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & & \text{sym.} & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_x \\ \gamma_y \\ \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

Nachfolgend wird gezeigt, wie sich die einzelnen Elemente der Steifigkeitsmatrix zusammensetzen:

$$D_{11} = \sum (I_i \cdot E_i) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) = \sum \left(\frac{b \cdot h^2}{12} \cdot E_i \right) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) \quad (5.21)$$

$$D_{22} = \sum (I_i \cdot E_i) + \sum (A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i) \quad (5.22)$$

$$D_{12} = D_{13} = D_{23} = 0 \quad (5.23)$$

$$D_{33} = \frac{G_{0,mean} \cdot \frac{t_{clt}^2}{12}}{1 + 6 \cdot p_D \cdot \left(\frac{t_{max}}{a} \right)^{q_D}} \quad (5.24)$$

$$D_{44} = \frac{G_{0,mean} \cdot \sum(t_{x,i}) + G_{90,mean} \cdot \sum(t_{y,i})}{\kappa_x} \quad (5.25)$$

$$D_{55} = \frac{G_{90,mean} \cdot \sum(t_{x,i}) + G_{0,mean} \cdot \sum(t_{y,i})}{\kappa_y} \quad (5.26)$$

$$D_{66} = E_{0,mean} \cdot \sum(t_{x,i}) + E_{90,mean} \cdot \sum(t_{y,i}) \quad (5.27)$$

$$D_{77} = E_{0,mean} \cdot \sum(t_{x,i}) + E_{90,mean} \cdot \sum(t_{y,i}) \quad (5.28)$$

$$D_{88} = \frac{G_{0,mean} \cdot t_{clt}}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_s}} \quad (5.29)$$

$$D_{16} = D_{17} = D_{18} = D_{27} = D_{28} = D_{38} = 0 \quad (5.30)$$

Dabei sind:

- E_i Elastizitätsmodul in Faserrichtung nach Tabelle 38;
- I_i Trägheitsmomente in i-Richtung;
 $i = x$, entspricht Haupttragrichtung; $i = y$, entspricht Nebentragrichtung;
- $G_{0,mean}$... Schubmodul in Faserrichtung nach Tabelle 38;
- $G_{90,mean}$.. Schubmodul senkrecht zur Faserrichtung nach Tabelle 38;
- t_{CLT} Gesamtdicke der Platte;
- q_i, p_i Parameter nach Tabelle 32;
- κ_x, κ_y Schubkorrekturfaktoren nach Gleichung (5.31) und Gleichung (5.32);
- $\sum t_{x,i}$ Gesamtdicke der Brettlagen in Haupttragrichtung;
- $\sum t_{y,i}$ Gesamtdicke der Brettlagen in Nebentragrichtung;
- t_{max} maximale Brettlagendicke;
- a angenommene Breite der Brettlamellen mit $a = 150$ mm.

Tabelle 32 Parameter zur Bestimmung der Schubsteifigkeit S_{xy}^* und der Drillsteifigkeit D_{xy}^* nach [54]

Parameter		Schichtenanzahl		
		3	5	7
Schubsteifigkeit	p_s	0,53	0,43	
	q_s	1,21		
Drillsteifigkeit	p_D	0,89	0,67	0,55
	q_d	1,33	1,26	1,23

Die Berechnung des Schubkorrekturfaktors erfolgt nach Bogensberger et al. [68]:

$$\frac{\kappa_x}{\sum_i G_{x,i} \cdot t_i} = \frac{1}{B_x^2} \cdot \int_{z=-\frac{t_{CLT}}{2}}^{z=\frac{t_{CLT}}{2}} \left[\int_{s=-\frac{t_{clt}}{2}}^{s=z} E_x(s) \cdot s \cdot ds \right]^2 \frac{dz}{G_x(z)} \quad (5.31)$$

$$\frac{\kappa_y}{\sum_i G_{y,i} \cdot t_i} = \frac{1}{B_y^2} \cdot \int_{z=-\frac{t_{CLT}}{2}}^{z=\frac{t_{CLT}}{2}} \left[\int_{s=-\frac{t_{clt}}{2}}^{s=z} E_y(s) \cdot s \cdot ds \right]^2 \frac{dz}{G_y(z)} \quad (5.32)$$

In Bogensberger et al. [68] wurde eine vereinfachte Formel zur Berechnung des Schubkorrekturfaktors erarbeitet. Da die Schubkorrekturfaktoren in etwa proportional zum Verhältnis $G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean}$ ansteigen, darf durch lineare Interpolation mit Hilfe von Gleichung (5.33) der Schubkorrekturfaktor abgeschätzt werden:

$$\kappa_{(G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean})} = \kappa_{10} + \frac{\kappa_{14,4} - \kappa_{10}}{4,4} \cdot \left(\frac{G_{CLT,mean}}{G_{r,CLT,mean}} - 10 \right) \quad (5.33)$$

Tabelle 33 Schubkorrekturfaktoren κ von BSP mit gleichen Schichtstärken für ein Schubmodulverhältnis von $G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean}$ [68]

Schichtenanzahl	$G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean}$			
	10,0		14,4	
	κ_x (Haupttragrichtung)	κ_y (Nebentragrichtung)	κ_x (Haupttragrichtung)	κ_y (Nebentragrichtung)
3	4,854	1,440	6,723	1,367
5	4,107	5,316	5,652	7,174
7	3,873	4,364	5,313	5,902

Für das gegebene Schubmodulverhältnis $690/50 = 13,8$ ergeben sich mit $\kappa_{10}, \kappa_{14,4}$ aus Tabelle 33 folgende Schubkorrekturfaktoren:

Tabelle 34 Schubkorrekturfaktoren $\kappa_{13,8}$ von BSP nach Gleichung (5.34) für ein Schubmodulverhältnis von $G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean} = 13,8$

Schichtenanzahl	$G_{CLT,mean}/G_{r,CLT,mean}$	
	13,8	
	κ_x (Haupttragrichtung)	κ_y (Nebentragrichtung)
3	6,468	1,377
5	5,441	6,921
7	5,117	5,692

Um in Zusatzmodul „RF-Laminat“ auf die gleichen Elemente der Steifigkeitsmatrix zu kommen, wie in (5.25) dargestellt, müssen die Komponenten D_{33} und D_{88} mit den Steifigkeitsabminderungsfaktoren k_{33} und k_{88} multipliziert werden. Diese lassen sich wie folgt berechnen:

$$k_{33} = \frac{1}{1+6 \cdot p_D \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_D}} \quad (5.35)$$

$$k_{88} = \frac{1}{1+6 \cdot p_S \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_S}} \quad (5.36)$$

Die Faktoren zur Abminderung der Komponenten können im Menüpunkt „Details für Schichtenaufbau bearbeiten“ in „RF-Laminat“ eingegeben werden. Die folgenden Steifigkeitsabminderungsfaktoren wurden für eine Brettbreite $a = 150$ mm für folgende Aufbauten berechnet:

Tabelle 35 Steifigkeitsabminderungsfaktoren k_{33} und k_{88} nach Formel (5.35) und (5.36)

Aufbau	5s 20/20/20/20/20	5s 20/30/20/30/20	3s 35/30/35
t_{max}	20 mm	30 mm	35 mm
k_{33}	0,759	0,654	0,565
k_{88}	0,816	0,731	0,647

Die verwendeten Komponenten der Steifigkeitsmatrix sind nachfolgend für den jeweiligen verwendeten Schichtenaufbau aufgelistet:

Tabelle 36 *verwendete Steifigkeitsmatrizen in „RFEM“*

	<u>Schichtenaufbau</u>		
	<u>5s 20/20/20/20/20</u>	<u>5s 20/30/20/30/20</u>	<u>3s 35/30/35</u>
<u>Elemente der Steifigkeitsmatrix (Biegung und Torsion)</u>			
D ₁₁	792,0	1224,0	973,0
D ₂₂	208,0	504,0	27,0
D ₃₃	43,6	65,0	32,5
<u>Elemente der Steifigkeitsmatrix (Schub)</u>			
D ₄₄	7976,2	8308,0	7891,2
D ₅₅	4422,1	7148,0	17250
<u>Elemente der Steifigkeitsmatrix (Membrane)</u>			
D ₆₆	720000,0	720000,0	840000,0
D ₇₇	480000,0	720000,0	360000,0
D ₈₈	56304,0	60526,8	44643,0

5-4.3 LAGERBEDINGUNGEN

[71] [72]

Die Faltwerkskonstruktion wird auf einem Elastomer-Lager schwimmend gelagert. Deshalb wurde im Modell die Lagersteifigkeiten C_z und C_{xy} nach „Bemessungskonzept - Sylomer und Sylodyn“ [71] der Firma Getzner angewendet. Dabei werden die Sylodyn-Lager für eine dynamisch optimale Wirksamkeit unter quasi-ständiger Normalspannung definiert. Die Lagersteifigkeiten werden anschließend wie folgt berechnet:

$$C_z = \frac{E_z \cdot A}{t_0} \quad (5.37)$$

$$C_{xy} = \frac{G \cdot A}{t_0} \quad (5.38)$$

Dabei sind:

- C_z vertikale Steifigkeit des Elastomerlagers;
- C_{xy} horizontale Steifigkeit des Elastomerlagers;
- A Belastete Fläche des Lagers;
- E_z E-Modul des Materials für Bemessungen auf Designniveau;
- G Schubmodul;
- t_0 unbelastete Lagerdicke.

Im folgenden Unterkapitel werden die vertikalen und horizontalen Federsteifigkeiten für das Linienlager des Faltwerkträgers und des Punktlagers der Rippelemente berechnet.

LAGERBEDINGUNGEN FALTWERKRÄGER

Zur Definierung des Elastomer-Lagers wurde die vertikale Linienlagerreaktion unter quasi-ständiger Last berechnet. Die vertikale Auflagerreaktion ist in Abbildung 5.22 unter quasi-ständiger Einwirkungskombination dargestellt.

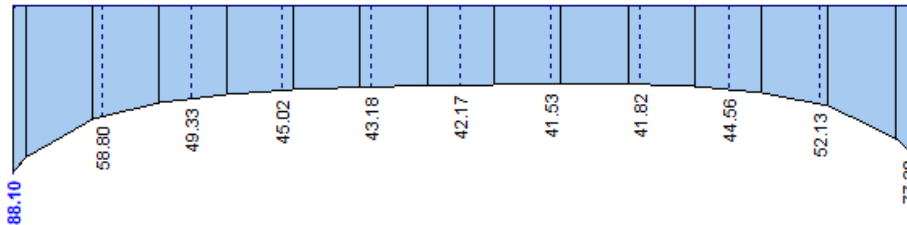


Abbildung 5.22 vertikale Auflagerreaktion unter quasi-ständiger Einwirkungskombination

Die Pressung des Sylodyn-Elastomer-Lagers beträgt unter quasi-ständiger Einwirkung bei der vertikalen Auflagerreaktion von 88,1 kN/m und einer Lagertiefe von 200 mm, 0,44 N/mm². Somit wurde das Elastomer-Lager „Sylodyn NE“ mit dem definierten Einsatzbereich nach dem Datenblatt [72] von 0,75 N/mm² gewählt. Somit kann die vertikale und horizontale Federsteifigkeit des Linienlagers des Faltwerkträgers mit den Gleichungen (5.37) und (5.38) Werkstofftyp „Sylodyn NE“ für die Lagertiefe von 200 mm für einen Laufmeter berechnet werden. Die E-Moduln des Materials $E_z = 8,34 \text{ N/mm}^2$ und dem Schubmodul $G = 0,832 \text{ N/mm}^2$ wurden aus dem Bemessungskonzept [71] entnommen.

$$C_z = \frac{8,340 \cdot 200 \cdot 1000}{40} = 41700 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{xy} = \frac{0,832 \cdot 200 \cdot 1000}{40} = 4160 \text{ kN/m}^2$$

LAGERBEDINGUNGEN RIPPENDECKEN:

Die vertikale Auflagerreaktion des maximal belasteten Sylodyn-Lagers unter quasi-ständiger Einwirkung beträgt 29,48 kN. Bei einer Fläche von 140 x 150 mm beträgt die Pressung 1,40 N/mm². Somit kann das Elastomer-Lager „Sylodyn-NF“ mit dem definierten Einsatzbereich nach dem Datenblatt [72] von 1,50 N/mm² gewählt werden. Die vertikale und horizontale Federsteifigkeit der Punktlager können nun mit dem E-Modul des Materials „Sylodyn-NF“ $E_z = 17,80 \text{ N/mm}^2$ und dem Schubmodul $G = 1,25 \text{ N/mm}^2$ berechnet werden.

$$C_z = \frac{17,80 \cdot 140 \cdot 150}{12,5} = 29904 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{xy} = \frac{1,25 \cdot 140 \cdot 150}{12,5} = 2100 \text{ kN/m}^2$$

5-4.4 GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT

[54] [65]

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden die Schnittkräfte nach Theorie II. Ordnung berechnet, wobei die Steifigkeiten mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_m abgemindert wurden. Folglich ist der Stabilitätsnachweis mit dem Nachweis der Querschnittstragfähigkeit abgedeckt. Somit kann auf die Nachweise mit dem Ersatzstabverfahren verzichtet werden.

Da der Fokus auf dem Baustoff Brettsperrholz liegt, werden aus Übersichtsgründen nur die Nachweisführung der BSP-Bauteile nach ÖNORM B 1995-1-1 [54] und [65] behandelt. Die Nachweise werden über die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte geführt. Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit berechnet sich wie folgt:

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (5.39)$$

Hierbei bedeuten:

- R_d Bemessungswert der Beanspruchbarkeit;
- R_k charakteristischer Wert einer Beanspruchbarkeit;
- γ_m Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft;
- k_{mod} Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt, siehe Tabelle 37.

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_m für das Material Brettsperrholz ist nach [54] mit $\gamma_m = 1,25$ angesetzt.

Für die BSP-Elemente wurde die Nutzungsklasse 1 (NKL 1) gewählt. Diese findet Anwendung bei vorwiegend geschlossenen und beheizten Räumen. Die Klasse der Lasteinwirkungsdauer wurde für die Deckplatte der BSP-BSH-Rippeendecke mit „mittel“ gewählt, da diese vorwiegend durch vertikale Nutzlasten beansprucht wird. Für alle anderen Brettsperrholzelemente wurde die Klasse der Lasteinwirkungsdauer mit „kurz“ gewählt, da diese durch Schnee- und Eislasten < 1000 m ü NN und statische Windlasten beansprucht werden. [54]

Demnach kann der Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt k_{mod} nach Tabelle 37 gewählt werden.

Tabelle 37 Werte für k_{mod} für Vollholz (VH), Brettschichtholz (BSH) und Brettsperrholz (BSP)

Einwirkung	KLED	Nutzungsklassen			
		1	2	3	BSP
Eigengewicht	ständig	0,60	0,60	0,60	-
Lagerstoffe	lang	0,70	0,70	0,55	-
Vertikale Nutzlasten Schnee- und Eislasten > 1000 m ü NN	mittel	0,80	0,80	0,65	-
Schnee- und Eislasten < 1000 m ü NN Statische Windkräfte Horizontale Nutzlasten	kurz	0,90	0,90	0,70	-
Außergewöhnliche Einwirkung	sehr kurz	1,10	1,10	0,90	-

Nachfolgend werden die Gleichungen dargestellt, mit welchen die Baustoffkennwerte für Brettsperrholz auf Designniveau berechnet werden. Für die jeweiligen Festigkeiten lässt sich die Formel (5.39) wie folgt darstellen:

$$\text{Biegefestigkeit} \quad f_{m,CLT,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,CLT,k}}{\gamma_M} \quad (5.40)$$

$$\text{Druckfestigkeit} \quad f_{c,CLT,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,CLT,90k}}{\gamma_M} \quad (5.41)$$

$$\text{Zugfestigkeit} \quad f_{t,CLT,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,CLT,90k}}{\gamma_M} \quad (5.42)$$

$$\text{Schubfestigkeit} \quad f_{v,CLT,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,CLT,k}}{\gamma_M} \quad (5.43)$$

$$\text{Rollschubfestigkeit} \quad f_{r,CLT,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{r,CLT,k}}{\gamma_M} \quad (5.44)$$

$$\text{Torsionsschubfestigkeit} \quad f_{T,node,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{T,node,k}}{\gamma_M} \quad (5.45)$$

Die charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für Brettsperrholz wurden nach ETA-06/0009 [52] gewählt. Darin wird für die Materialkennwerte der Einzelschichten aus Nadelholz nach EN 338 [73] verwiesen, unter Beachtung des Anhangs 2 und 3 von ETA-06/0009. Die charakteristische Baustoffkennwerte für Brettsperrholz sind für die nachfolgende Berechnung in Tabelle 38 zusammengefasst:

Tabelle 38 *Charakteristische Baustoffkennwerte für Brettsperrholz C24 nach ETA-06/0009 [52] ÖNORM EN 338 [74] und Formelsammlung Teil BSP [75] (mit * gekennzeichnet)*

		Beanspruchung		
Festigkeit [N/mm ²]	Biegung	$f_{m,k}$	24,0	
	Zug	parallel	$f_{t,0,k}$	14,5
		rechtwinklig	$f_{t,90,k}$	0,4
	Druck	parallel	$f_{c,0,k}$	21,0
		rechtwinklig	$f_{c,90,k}$	2,5
	Schub und Torsion		$f_{v,k}$	2,5
			$f_{v,net,ref}^*$	5,5
		$f_{T,node,k}^*$	2,5	
Rollschub	$f_{r,k}$	1,0		
Steifigkeit [N/mm ²]	Elastizitätsmodul	parallel	$E_{0,mean}$	12.000
		rechtwinklig	$E_{90,mean}$	370
	Schubmodul	$G_{0,mean}$	690	
	Rollschubmodul	$G_{r,mean}$	50	
[kg/m ³]	Char. Rohdichte	Für Schrauben, Nägel und Klammern	ρ_k	350
		Für Stabdübel und Bolzen	ρ_k	385
	Mittlere Rohdichte	Für Verbindungsmittelsteifigkeiten	ρ_{mean}	420
	Wichte		γ_G	4,5

5-4.4.1 Berechnung Tragwiderstände:

Die Berechnung der Schnittkräfte wird mit der Statiksoftware „RFEM“ berechnet. Anschließend wurden die Scheiben- und Plattennachweise mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ durchgeführt. Deshalb erscheint es sinnvoll, für die Tragfähigkeitsnachweise, die Tragwiderstände auf Scheiben- und Plattenniveau zu berechnen. Die Biege-, Zug- und Druckfestigkeit wurden lt. ÖNORM B 1995-1-1 [54] Tabelle NA.K.3 mit dem Beiwert für die Systemfestigkeit $k_{sys} = 1,1$ nach ETA-06/0009 [52] multipliziert. Die Widerstände werden für 1 m – Streifen wie folgt berechnet:

NORMALKRÄFTE:

Bei Druckbeanspruchung
$$n_{i,c,Rd} = k_{sys} \cdot f_{c,CLT,d} \cdot A_{i,net} \quad (5.46)$$

Bei Zugbeanspruchung
$$n_{i,c,Rd} = k_{sys} \cdot f_{t,CLT,d} \cdot A_{i,net} \quad (5.47)$$

Dabei sind:

$A_{i,net}$ Netto-Querschnittsfläche in i -Richtung,
 $i = x$, entspricht Haupttragrichtung; $i = y$, entspricht Nebentragrichtung

BIEGEMOMENTE:

$$m_{i,Rd} = k_{sys} \cdot f_{m,CLT,d} \cdot W_{i,net} \quad (5.48)$$

Dabei sind:

$W_{i,net}$ Netto-Widerstandsmoment in i -Richtung,
 $i = x$, entspricht Haupttragrichtung; $i = y$, entspricht Nebentragrichtung

QUERKRÄFTE:

Schub
$$v_{i,z,v,Rd} = f_{v,CLT,d} \cdot \frac{I_{i,net} \cdot 1 \text{ m}}{S_{i,net}} \quad (5.49)$$

Rollschub
$$v_{i,z,r,Rd} = f_{R,CLT,d} \cdot \frac{I_{i,net} \cdot 1 \text{ m}}{S_{R,i,net}} \quad (5.50)$$

Dabei sind:

$I_{i,net}$ Netto-Trägheitsmoment in i -Richtung;
 $S_{i,net}$ statisches Moment (Schub), im Schwerpunkt BSP-Platte;
 $S_{R,i,net}$ tatisches Moment (Rollschub), obere bzw. untere Randfaser der BSP-Schicht worin der Schwerpunkt liegt;
 $i = x$, entspricht Haupttragrichtung; $i = y$, entspricht Nebentragrichtung.

SCHEIBENSCHUB:

[65]

Ideelle Schubspannung
$$\tau_{0,i}^* = \frac{n_{xy}}{\sum_{i=1}^n t_i^*} \quad (5.51)$$

Dabei sind:

$\tau_{0,i}^*$ ideelle Schubspannung;
 n_{xy} Schubkraft;
 $\sum_{i=1}^n t_i^*$ ideellen Gesamtersatzdicke.

Mechanismus I - „Schub“

$$\tau_{v,d} = 2 \cdot \tau_{0,i}^* \leq f_{v,net,d,ref} \quad (5.52)$$

Durch einsetzen von Gleichung (5.51) in Gleichung (5.52) und umformen erhält man den Tragwiderstand für Mechanismus I - „Schub“.

$$n_{xy,v,Rd} = f_{v,net,d,ref} \cdot \sum_{i=1}^n t_i^* \cdot \frac{1}{2} \quad (5.53)$$

Dabei sind:

t_i^* ideelle Ersatzdicke;
 $f_{v,CLT,d}$ Scherfestigkeit.

Mechanismus II - „Torsion“

$$\tau_{v,d} = 3 \cdot \tau_{0,i}^* \cdot \frac{t_i^*}{a} \leq f_{T,node,d} \quad (5.54)$$

Den Tragwiderstand für Mechanismus II - „Torsion“ erhält man durch das Einsetzen der Gleichung (5.51) in Gleichung (5.54) und das darauffolgende Umformen:

$$n_{xy,r,Rd} = f_{T,node,d} \cdot a \cdot \sum_{i=1}^n t_i^* \cdot \frac{1}{3 \cdot t_i^*} \quad (5.55)$$

Dabei sind:

$f_{r,CLT,d}$ Rollschubfestigkeit;
 t_i^* ideelle Ersatzdicke;
 a Brettbreite bzw. Abstand Entlastungsnuten.

Die Berechnung der geometrischen Größen, welche für die Ermittlung der Tragwiderstände nötig sind, wurde nach [65] berechnet. In der nachfolgenden Tabelle 39 wurden die berechneten Werte nach BSP-Aufbau zusammengefasst.

Tabelle 39 *geometrische Größen berechnet nach [65]*

geometrische Größen			BSP-Aufbau		
			5s - 20/20/20/20/20	5s - 20/30/20/30/20	3s - 35/30/35
Netto-Flächenträgheitsmoment	I_x	[mm ⁴]	66000000	102000000	81083333,33
	I_y	[mm ⁴]	17333333,33	42000000	2250000
Maximaler Abstand vom Schwerpunkt zur Randfaser des BSPs	z_x	[mm]	50	60	50
	z_y	[mm]	30	40	15
Netto-Querschnittfläche	A_{xnet}	[mm ²]	60000	60000	70000
	A_{ynet}	[mm ²]	40000	60000	30000
statisches Moment (Schub), im Schwerpunkt BSP	S_x	[mm ³]	850000	1050000	1137500
	S_y	[mm ³]	400000	750000	112500
statisches Moment (Rollschub), obere bzw. untere Randfaser der BSP-Schicht in der der Schwerpunkt liegt	S_{Rx}	[mm ³]	800000	1000000	1137500
	S_{Ry}	[mm ³]	400000	500000	-
Brettbreite	a	[mm]	150	150	150
ideelle Ersatzdicke	t*	[mm]	20	30	30
Summe ideeller Ersatzdicke	Σt^*	[mm]	80	100	60

Somit können die Tragwiderstände auf Scheiben- und Plattenniveau nach den Gleichungen (5.46) bis (5.55) mit den jeweiligen Festigkeiten nach den Gleichungen (5.40) bis (5.45) und Tabelle 38 berechnet werden. Diese wurden in Tabelle 40 zusammengefasst:

Tabelle 40 *Tragwiderstände auf Scheiben- und Plattenniveau*

Tragwiderstand	BSP-Aufbau		
	3s - 35/30/35	5s - 20/20/20/20/20	5s - 20/30/20/30/20
$m_{x,Rd}$	30,82 kNm/m	25,09 kNm/m	32,31 kNm/m
$m_{y,Rd}$	2,85 kNm/m	10,98 kNm/m	19,96 kNm/m
$V_{x,Rd}$	128,31 kN/m	139,76 kN/m	174,86 kN/m
$V_{y,Rd}$	36,00 kN/m	78,00 kN/m	100,80 kN/m
$V_{R,xRd}$	51,32 kN/m	59,40 kN/m	73,44 kN/m
$v_{R,y,Rd}$	0,00 kN/m	31,20 kN/m	60,48 kN/m
$n_{x,t,Rd}$	803,88 kN/m	689,04 kN/m	689,04 kN/m
$n_{x,c,Rd}$	1164,24 kN/m	997,92 kN/m	997,92 kN/m
$n_{y,t,Rd}$	344,52 kN/m	459,36 kN/m	689,04 kN/m
$n_{y,v,Rd}$	498,96 kN/m	665,28 kN/m	997,92 kN/m
$n_{xy,Rd}$ MECH I	118,80 kN/m	158,40 kN/m	198,00 kN/m
$n_{xy,Rd}$ MECH II	180,00 kN/m	360,00 kN/m	300,00 kN/m

5-4.4.2 Nachweisführung

Die Nachweise des Brettspertholzes wurden mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ wie folgt durchgeführt:

PLATTENNACHWEIS:

Biegung + Normalkraft

$$\frac{n_{i,j,d}}{n_{i,j,Rd}} + \frac{m_{i,d}}{m_{i,Rd}} \leq 1 \quad (5.56)$$

Dabei sind:

$i = x$, entspricht der Haupttragrichtung; $i = y$, entspricht der Nebentragrichtung
 $j = c$, bei Druck; $i = t$, bei Zug.

Schub

$$\frac{v_{i,z,d}}{v_{i,z,v,Rd}} \leq 1 \quad (5.57)$$

Dabei sind:

$i = x$, entspricht der Haupttragrichtung; $i = y$, entspricht der Nebentragrichtung

Rollschub

$$\frac{v_{i,z,d}}{v_{i,z,r,Rd}} \leq 1 \quad (5.58)$$

Dabei sind:

$i = x$, entspricht der Haupttragrichtung; $i = y$, entspricht der Nebentragrichtung

Drillmoment:

Der Nachweis des Drillmoments für Brettspertholz ist normativ nicht geregelt. In den Arbeiten von Silly ([76] [77]) sind Vorschläge für den entsprechenden Nachweis erarbeitet. Diese werden in dieser Arbeit nicht betrachtet.

SCHEIBENNACHWEISE:

Mechanismus I - „Schub“

$$\frac{n_{xy,d}}{n_{xy,v,Rd}} \leq 1 \quad (5.59)$$

Mechanismus II - „Torsion“

$$\frac{n_{xy,d}}{n_{xy,r,Rd}} \leq 1 \quad (5.60)$$

5-4.5 GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

Im Bauwesen beschreibt der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit den Zustand eines Tragwerks bzw. seiner Teile, bei deren Einhaltung die Nutzung uneingeschränkt ermöglicht wird. Dabei sollten die Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach ÖNORM EN 1990 auf folgende Kriterien berücksichtigen [16]:

a) *Verformungen und Verschiebungen, die das*

- *Erscheinungsbild,*
- *das Wohlbefinden der Nutzer oder*
- *die Funktionen des Tragwerks (einschließlich der Funktionsfähigkeit von Maschinen und Installationen) beeinflussen oder*
- *die Schäden an Belägen, Beschichtungen oder an nichttragenden Bauteilen hervorrufen;*

b) *Schwingungen,*

- *die bei Personen körperliches Unbehagen hervorrufen oder*
- *die Funktionsfähigkeit des Tragwerks einschränken*

c) *Schäden, die voraussichtlich*

- *das Erscheinungsbild,*
- *die Dauerhaftigkeit oder*
- *die Funktionsfähigkeit des Tragwerks nachteilig beeinflussen.*

Grundsätzliche Ansprüche an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind demzufolge die Funktion des Bauwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen, das Wohlbefinden der Nutzer sowie das Erscheinungsbild des Bauwerks. [16]

Nach ÖNORM EN 1995-1-1 [78] und ÖNORM B 1995-1-1 [54] werden die Gebrauchstauglichkeitsnachweise über die Begrenzung der Verformung und über den Schwingungsnachweis geführt.

5-4.5.1 Begrenzung der Verformung

Wie dargelegt werden Gebrauchstauglichkeitsnachweise u.a. über die Begrenzung der Verformung erfüllt. Nachfolgend werden auf die Bergenzungen nach ÖNORM EN 1995-1-1 [78] und ÖNORM B 1995-1-1 [54] eingegangen. In Abbildung 5.23 sind die Durchbiegungsanteile aus den relevanten Einwirkungskombinationen dargestellt:

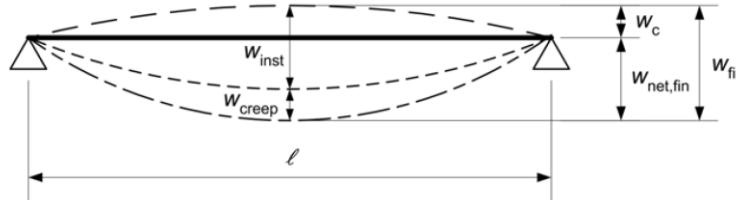


Abbildung 5.23 Anteile der Durchbiegung

Hierbei bedeuten:

- w_c Überhöhung (falls vorhanden);
- w_{inst} Anfangsdurchbiegung;
- w_{creep} Durchbiegung infolge Kriechens;
- w_{fin} Enddurchbiegung;
- $w_{net,fin}$ gesamte Enddurchbiegung (Enddurchbiegung abzüglich Überhöhung).

Elastische Anfangsdurchbiegung $t = 0$

Die Begrenzung der elastischen Anfangsdurchbiegung w_{inst} ist nach [54] für die charakteristische Kombination (char) von Einwirkungen zu führen. Diese dient der Vermeidung irreversibler Auswirkungen am Tragwerk, wie z.B. Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit und Vermeidung von Schäden an untergeordneten Bauteilen. Die Verformung ist nach ÖNORM EN 1995-1-1 (NA.7.2-E2) [54] wie folgt zu ermitteln:

$$w_{inst} = \sum w_{inst,G,j} + w_{inst,Q,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} \cdot w_{inst,Q,i} \quad (5.61)$$

Dabei sind:

- w_{inst} elastische Anfangsdurchbiegung eines Bauteils für die charakteristische (seltene) Einwirkungskombination (ohne Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen);
- $\sum w_{inst,G,j}$ elastische Anfangsdurchbiegung eines Bauteils zufolge der ständigen Einwirkungen (Summe aus ständigen Einwirkungen des Bauteils und des Ausbaus);
- $w_{inst,Q,1}$ $w_{inst,Q,i}$ elastische Anfangsdurchbiegungen zufolge der veränderlichen Einwirkungen (Leit- bzw. Begleiteinwirkung);
- $\Psi_{0,i}$ Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung.

Gesamte Enddurchbiegung $t = \infty$

Die Begrenzung der gesamten Enddurchbiegung $w_{net,fin}$ ist nach [54] für die quasi-ständige Kombination (perm) von Einwirkungen zu führen. Diese berücksichtigt umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk, wie z. B. das Erscheinungsbild des betrachteten Bauteils und/oder das Wohlbefinden der Nutzer. Die Verformung ist nach ÖNORM EN 1995-1-1 (NA.7.2) [54] wie folgt zu ermitteln:

$$w_{net,fin} = w_{inst,2} + w_{creep} - w_c \quad (5.62)$$

$$w_{net,fin} = \left(\sum w_{inst,G,j} + \sum \Psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,i} \right) \cdot (1 + k_{def}) - w_c \quad (5.63)$$

Dabei sind:

- $w_{net,fin}$ gesamte Enddurchbiegung eines Bauteils für die quasi-ständige Einwirkungskombination
- $w_{inst,2}$ elastische Anfangsdurchbiegung eines Bauteils für die quasi-ständige Einwirkungskombination;
- w_{creep} Durchbiegung auf Grund von Langzeiteinflüssen (Kriechen) für die quasi-ständige Einwirkungskombination;
- w_c Überhöhung eines Bauteils (falls vorhanden);
- $w_{inst,G,j}$ $w_{inst,G,j}$ elastische Anfangsdurchbiegung zufolge der ständigen bzw. veränderlichen Einwirkungen;
- $\Psi_{2,i}$ elastische Anfangsdurchbiegung zufolge der ständigen bzw. veränderlichen Einwirkungen;
- K_{def} Verformungsbeiwert, siehe Tabelle 41.

Tabelle 41 Verformungsbeiwert k_{def} nach ÖNORM B 1995-1-1 [54]

Baustoff	Nutzungsstufe		
	1	2	3
Vollholz, Brettspertholz (nach [54] Tabelle 3.2)	0,60	0,80	2,00
Brettspertholz (nach [54] Tabelle NA.K.2)	0,80	1,00	-

Für BSP-Platten gilt in der Regel $w_{net,fin} = w_{fin}$, da keine BSP-Platten in Massenfertigung überhöht hergestellt werden. [65]

Die Grenzwerte der Anfangsdurchbiegung w_{inst} zum Zeitpunkt $t = 0$ und Enddurchbiegung $w_{fin} t = \infty$ für beidseitig aufliegende Bauteile ist aus [54] entnommen und in Tabelle 42 zusammengefasst:

Tabelle 42 Grenzwerte der Verformung nach [54] Tabelle NA.7.2

Durchbiegung infolge Einwirkungskombination	w_{inst}	w_{fin}
Auswirkungen am Tragwerk	nicht umkehrbar (Schadensvermeidung)	Umkehrbar (Erscheinungsbild)
Bauteile wie z. B. Decken, Teile von begehbaren Dächern und ähnlich genutzte Bauteile	$\frac{l}{300}$	$\frac{l}{250}$

Bei Bauteilen oder Komponenten, die aus unterschiedlichen Baustoffen und verschiedenen Kriecheigenschaften bestehen, sollte die gesamte Enddurchbiegung w_{fin} für die quasi-ständige Kombination (perm) von Einwirkungen mit den Endwerten der Mittelwerte der Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln wie folgt berechnet werden:

$$X_{fin} = \frac{x}{(1+k_{def})} \quad (5.64)$$

5-4.5.2 Schwingungsnachweis:

Durch BSP-Platten stehen dem modernen Holzwohnbau Holzwerkstoffe zur Verfügung, mit denen fast beliebige Grundrisse wirtschaftlich realisiert werden können. Bei weit gespannten Decken wird das dynamische Verhalten meist negativ beeinflusst, sodass diese für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) maßgebend werden. Dabei stehen die Komfortansprüche des Nutzers im Vordergrund [65]. Diese, meist subjektiven Ansprüche, wurden in Tabelle 43 in einer Bewertungsskala von KREUZINGER/MOHR (1999) [79] in Worten dargelegt. Daraus kann auf die Anforderung an die Deckenkonstruktion geschlossen werden:

Tabelle 43 Bewertungskriterien (subjektiv) nach KREUZINGER/MOHR (1999) [79]

(Gesamt-) Beurteilung	1	2	3	4
In Worten:	Schwingungen kaum spürbar, nicht störend	Schwingungen spürbar, wenn man sich darauf konzentriert nicht störend	Schwingungen (und/oder Vibrationen) spürbar, z.T. störend	Schwingungen (und/oder Vibrationen) deutlich spürbar, Störend/unangenehm
Anforderungen	hoch ←—————→ niedrig			

In der Bemessung nach ÖNORM B 1995-1-1 [54] werden die Deckenkonstruktionen, nach Anwendungsfall und konstruktiver Anforderung, in sogenannten „Deckenklassen“ gegliedert. Je geringer die sog. Komfortansprüche, desto höher die Deckenklasse. Die Zuordnung ist gegebenenfalls mit dem Auftraggeber zu vereinbaren. [54] In Tabelle 44 wird die Einteilung der Deckenklassen in Hinsicht nach ihren typischen Anwendungsfällen dargestellt:

Tabelle 44 Auszug aus Tabelle NA.7.2-E1 [54] „Deckenklassen und konstruktive Anforderungen“

Nutzungskategorien nach ÖNORM B 1991-1-1	Deckenklasse I	Deckenklasse II	Deckenklasse III
	A1, B, C1, C3.1, Da		A2
Typische Anwendungsfälle	<ul style="list-style-type: none"> - Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten (auch durchlaufend), - Nutzung als Wohnungstrenndecken in Mehrfamilienwohnhäusern, Decken in Büros mit PC-Nutzung oder Besprechungsräumen, - Flure mit kurzen Spannweiten 	<ul style="list-style-type: none"> - Decken innerhalb einer Nutzungseinheit, - Decken in Einfamilienwohnhäusern mit üblicher Nutzung 	<ul style="list-style-type: none"> - Decken unter nicht zu Wohnzwecken genutzten Räumen oder unter nicht ausgebauten Dachräumen, - Decken ohne Schwingungsanforderungen

Die Beurteilung nach KREUZINGER/MOHR (1999) [79] (siehe Tabelle 43) zwischen 1,0 und 1,5 entspricht nach ÖNORM B 1995-1-1 [54] der Deckenklasse I, eine Beurteilung von 1,5 bis 2,5 der Deckenklasse II. [65]

Um die Einhaltung gewisser Grenzwerte für die Komfortansprüche gewährleisten zu können, sind die Nachweise des Frequenzkriteriums und des Steifigkeitskriteriums zu erfüllen. Die Berechnung der maßgebenden ersten Eigenfrequenz ist in [54] für ein einachsiges Ersatzsystem angeführt. Die Grenzwerte des Frequenz- und Steifigkeitskriteriums sind in Tabelle 45 dargestellt. Es können auch Decken der Deckenklassen I und II mit kleineren Eigenfrequenzen als die geforderten Grenzwerte ausgeführt werden. Hierbei muss die Schwingbeschleunigung begrenzt (siehe Tabelle 45) und eine

Mindestfrequenz $f_{1,min} \geq 4,5 \text{ Hz}$ eingehalten werden. Eine Übersicht des Schwingungsnachweises für Wohnungsdecken nach ÖNORM B 1995-1-1 [54] ist in Abbildung 5.24 dargestellt.

Tabelle 45 Grenzwerte des Frequenz-, Steifigkeitskriteriums und Schwingbeschleunigung für Deckenklassen nach Tabelle NA.7.2-E4 & Tabelle NA.7.2-E6 [54]

	Deckenklasse I	Deckenklasse II	Deckenklasse III
Grenzwert für das Frequenzkriterium	$f_1 \geq f_{gr} = 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq f_{gr} = 6 \text{ Hz}$	-
Grenzwert für das Steifigkeitskriterium	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{stat} \leq w_{gr} = 0,50 \text{ mm}$	-
Grenzwert für das Schwingbeschleunigung (Effektivwert)	$a_{rms} \leq a_{gr} = 0,05 \frac{m}{s^2}$	$a_{rms} \leq a_{gr} = 0,10 \frac{m}{s^2}$	-

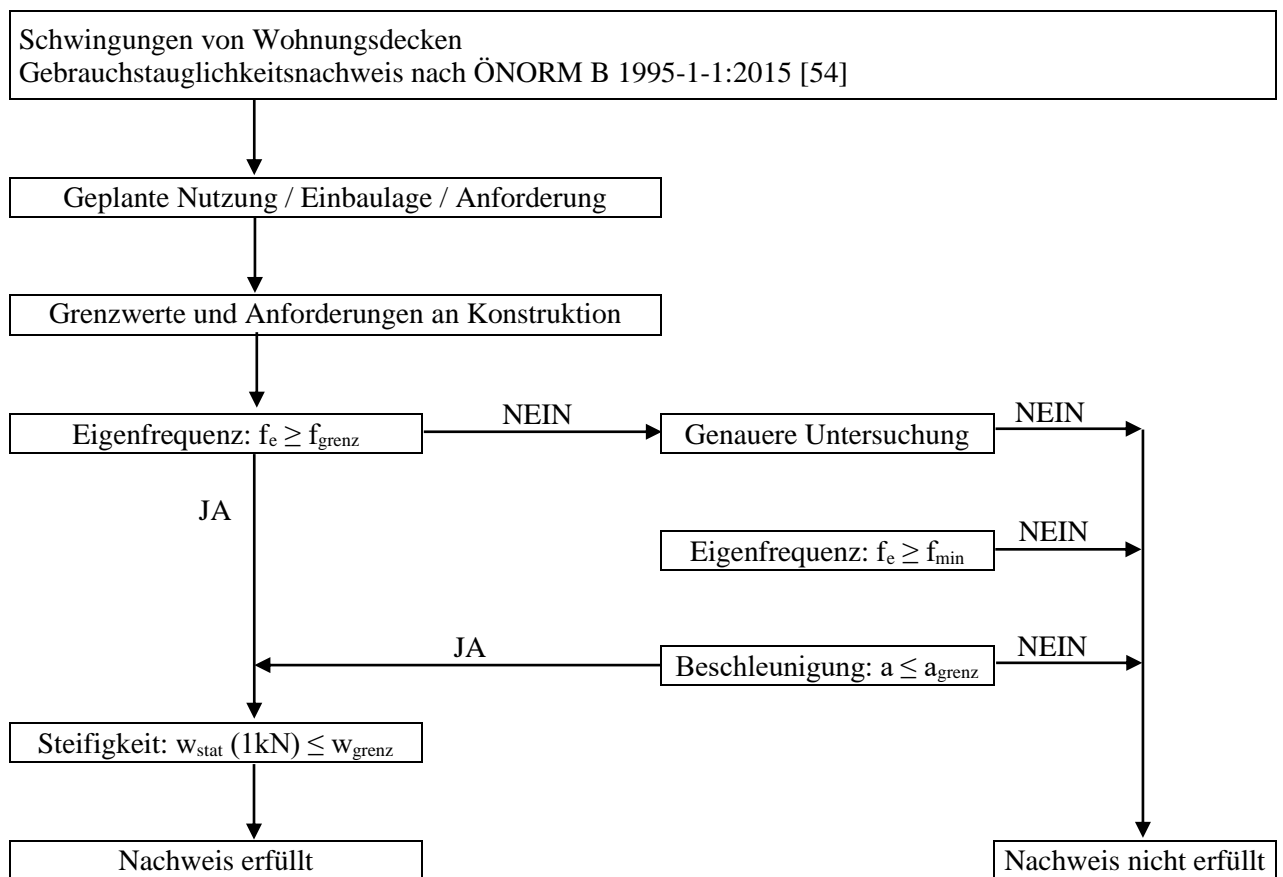


Abbildung 5.24 Ablauf des Schwingungsnachweises im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach ÖNORM B 1995-1-1:2015 [54]

5-5 BEMESSUNG UND ERGEBNISSE

Die Nachweise der BSP-Elemente wurden, nach den beschriebenen Elementen der Faltwerkskonstruktion, „gruppiert“ geführt. Zuerst werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und anschließend die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt.

5-5.1 GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT

In diesem Kapitel werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Dafür wurden folgende Konstruktionselemente betrachtet:

- Deckplatten Rippendecke
- Faltwerkträgers
- Schott
- Einhängeelemente
- Seitenwände

Für die Nachweisführung wurden die Schnittkraftverläufe an den Rasterpunkten aus der Statiksoftware „RFEM“ exportiert und mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“, wie in Kapitel 5-4.4 beschreiben, geführt.

Für die vorliegende Tagstruktur der Faltwerk-Lösung ist die Bemessungssituation der Grundkombination maßgebend. Aus Gründen der Überschaubarkeit wird Bemessungssituation bei Erdbeben nachfolgend nicht dargestellt.

Wie aus den nachfolgenden Abbildungen der Schnittkraftverläufe zu erkennen ist, scheinen noch höhere Werte auf als jene, mit denen die Bemessung der BSP-Elemente durchgeführt wurde. Da diese Werte in einspringende Ecken bzw. innerhalb eines FE-Netzes auftreten und unverhältnismäßig zu den angrenzenden Werten ansteigen, wurden diese als Singularität deklariert und deshalb für die Nachweisführung nicht herangezogen.

DECKPLATTEN RIPPENDECKE

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für die Deckplatte der BSP/BSH-Rippenkonstruktion zusammengefasst. In Tabelle 46 ist die maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad für den jeweiligen Nachweis angeführt. Die Schnittkraftverläufe sind aus Übersichtlichkeitsgründen im Anhang zu finden.

Tabelle 46 *Scheiben- und Plattennachweise der Deckplatten Rippendecke 3s -35/30/35*

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	82	m_x	n_x	Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung
-1,04 kNm/m		202,53 kN/m	28,6%	
89	m_y	n_y	Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung	
	-1,88 kNm/m	0,00 kN/m	63,8%	
81	v_x		Schub	Rollschub
	-8,93 kN/m		in Haupttragrichtung	
133	v_y		Schub	Rollschub
	-28,76 kN/m		in Nebentragrichtung	
133	n_{xy}		Schiebeschub	
	-19,48 kN/m		MECH I	MECH II
		16,4%	10,8%	

FALTWERKTRÄGER

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für den Faltwerkträger zusammengefasst. Die maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad für den jeweiligen Nachweis ist in Tabelle 47 zu finden. Im Anhang sind die Abbildungen der Schnittkraftverläufe zu finden.

Tabelle 47 Scheiben- und Plattennachweise des Faltwerkträgers 5s – 20/20/20/20

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	220	m_x	n_x	Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung
1,45 kNm/m		281,90 kN/m	46,7%	
164	m_y	n_y	Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung	
	-0,56 kNm/m	240,28 kN/m	76,3%	
136	v_x		Schub	Rollschub
	31,76 kN/m		in Haupttragrichtung	
45	v_y		Schub	Rollschub
	-10,90 kN/m		in Nebentragrichtung	
90	n_{xy}		Schiebeschub	
	-144,97 kN/m		MECH I	MECH II
			91,5%	40,3%

SCHOTT

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für die Schotte zusammengefasst. In Tabelle 48 ist die, für den jeweiligen Nachweis, maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad angeführt. Die Schnittkraftverläufe sind aus Übersichtlichkeitsgründen im Anhang zu finden.

Tabelle 48 Scheiben- und Plattennachweise der Schotte 5s – 20/30/20/30/20

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	11	m_x	n_x	Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung
0,45 kNm/m		-62,83 kN/m	7,7%	
12	m_y	n_y	Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung	
	0,19 kNm/m	263,34 kN/m	39,2%	
18	v_x		Schub	Rollschub
	3,11 kN/m		in Haupttragrichtung	
7	v_y		Schub	Rollschub
	-3,07 kN/m		in Nebentragrichtung	
13	n_{xy}		Schiebeschub	
	30,04 kN/m		MECH I	MECH II
			15,2%	10,0%

EINHÄNGEELEMENTE

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für die Einhängenelemente zusammengefasst. Die maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad für den jeweiligen Nachweis ist in Tabelle 49 zu finden. Im Anhang sind die Abbildungen der Schnittkraftverläufe zu finden.

Tabelle 49 Scheiben- und Plattennachweise der Einhängenelemente 5s – 20/20/20/20/20

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	35	m_x	n_x	Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung
4,06 kNm/m		333,75 kN/m	64,6%	
42	m_y	n_y	Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung	
	0,13 kNm/m	82,66 kN/m	19,2%	
7	v_x		Schub	Rollschub
	7,57 kN/m		in Haupttragrichtung	
40	v_y		Schub	Rollschub
	8,03 kN/m		in Nebentragrichtung	
63	n_{xy}		Schiebenschub	
	-79,11 kN/m		MECH I	MECH II
			49,9%	22,0%

SEITENWÄNDE

Nachfolgend werden die Scheiben- und Plattennachweise für die Seitenwände zusammengefasst. In Tabelle 50 ist die für den jeweiligen Nachweis die maßgebende Schnittkraft am Rasterpunkt und der jeweilige Ausnutzungsgrad angeführt.

Tabelle 50 Scheiben- und Plattennachweise Seitenwände 5s – 20/20/20/20/20

Rasterpunkt	Schnittkraft		Nachweis	
	1	m_x	n_x	Biegung mit Normalkraft in Haupttragrichtung
0,00 kNm/m		-298,46 kN/m	29,9%	
1	m_y	n_y	Biegung mit Normalkraft in Nebentragrichtung	
	0,00 kNm/m	370,57 kN/m	90,5%	
1	v_x		Schub	Rollschub
	21,39 kN/m		in Haupttragrichtung	
8	v_y		Schub	Rollschub
	8,89 kN/m		in Nebentragrichtung	
1	n_{xy}		Schiebenschub	
	127,03 kN/m		MECH I	MECH II
			80,2%	35,3%

5-5.2 GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

In diesem Kapitel werden die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt. Dafür wurden folgende Konstruktionselemente betrachtet:

- Falwerkträger
- Einhängeelemente
- Rippendecken

Für die Begrenzung der Verformung wurden die Elastizität- und Schubmodule mit dem jeweiligen k_{def} -Beiwerte nach Gleichung (5.64) abgemindert. Somit können, für Tragstruktur der „Falwerk“-Lösung, die geforderten Verformungen berechnet und die entsprechenden Nachweise geführt werden. Alle Konstruktionselemente werden hinsichtlich der Begrenzung der Verformung zum Zeitpunkt $t = \infty$ nicht überhöht geplant. Daher gilt $w_{net,fin} = w_{fin}$.

5-5.2.1 Falwerkträger

ELASTISCHE ANFANGSDURCHBIEGUNG $T = 0$

Die Begrenzung der elastischen Anfangsdurchbiegung w_{inst} des Falwerkträgers wird für die charakteristische Kombination (char) von Einwirkungen nach (5.61) geführt. In Abbildung 5.25 wird die Verformung für die maßgebende Einwirkungskombination dargestellt:

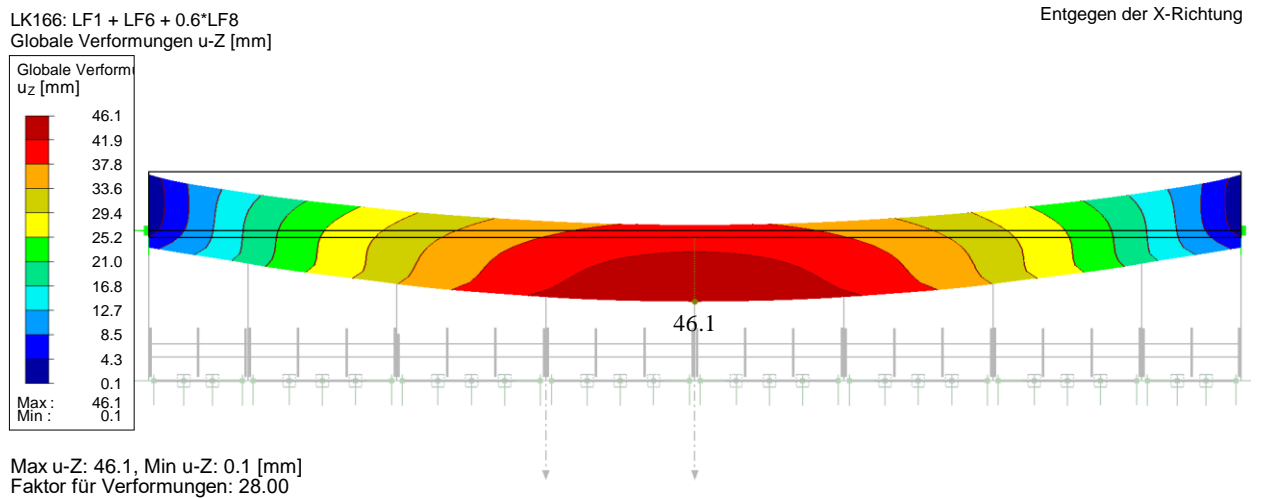


Abbildung 5.25 Durchbiegung des Falwerkträgers für die charakteristische Einwirkungskombination $t = 0$

Als Bezugslänge für den Grenzwert der Anfangsdurchbiegung $l/300$ wurde die Firstlänge mit 22 m gewählt.

$$w_{inst} = 46,1 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{22000}{300} = 73,3 \text{ mm} \checkmark$$

Die berechnete Durchbiegung w_{inst} ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Somit ist der Nachweis erfüllt.

ENDDURCHBIEGUNG $T = \infty$

Die Begrenzung der Enddurchbiegung w_{fin} wurde für die quasi-ständige Einwirkungskombination (perm) geführt. Der Nachweis wurde nach (5.63) durchgeführt. Die maßgebende Verformung wird in Abbildung 5.26 dargestellt.

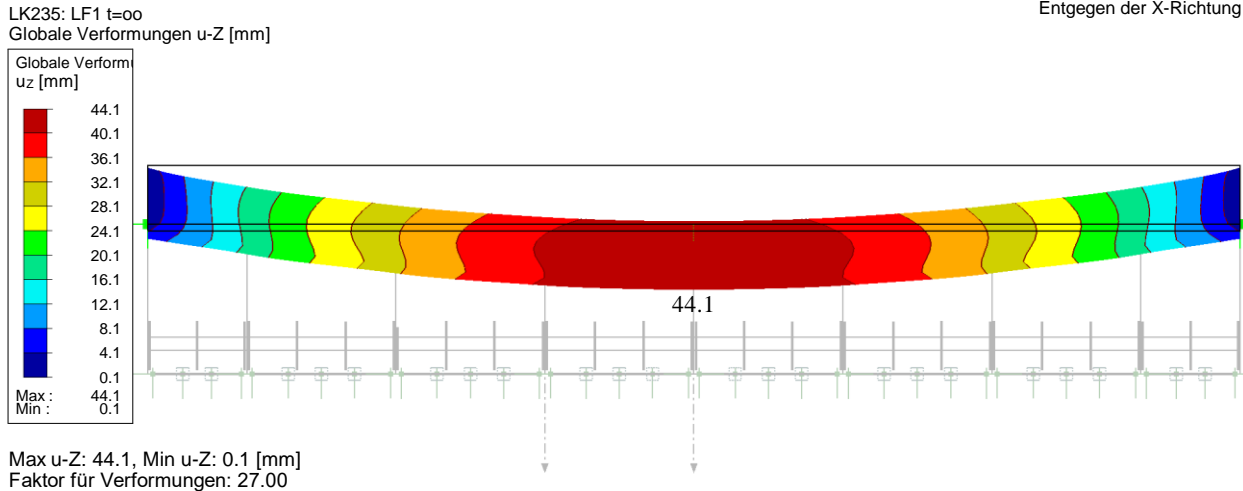


Abbildung 5.26 Durchbiegung des Falwerkträgers für die quasi-ständige Einwirkungskombination $t = \infty$

Als Bezugslänge für den Grenzwert der Enddurchbiegung $l/250$ wurde die Firstlänge mit 22 m gewählt.

$$w_{fin} = 44,1 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{22000}{250} = 88 \text{ mm} \checkmark$$

Die berechnete Durchbiegung w_{fin} ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Somit ist der Nachweis erfüllt.

5-5.2.2 Einhängeelemente

Die Verformung der Einhängeelemente wird hinsichtlich der lokalen Durchbiegung begrenzt. Dies erscheint sinnvoll, da sich der Falwerkträger zum Zeitpunkt $t = 0$ unter charakteristischer Einwirkungskombination 46,1 mm verformt und somit die Verformung in Feldmitte ohne der Eigenverformung den Grenzwert von $l/300 = 12 \text{ mm}$ zum Zeitpunkt $t = 0$ bereits überschreitet. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass Verformungen entlang der Sekundärkonstruktion zu überprüfen sind, sodass keine Schäden entstehen. Da in diesem Fall keine genauere Information dazu vorliegt, wird dieser Punkt vernachlässigt.

In Abbildung 5.27 ist die Schnittführung, an den die Nachweise geführt werden, ersichtlich.

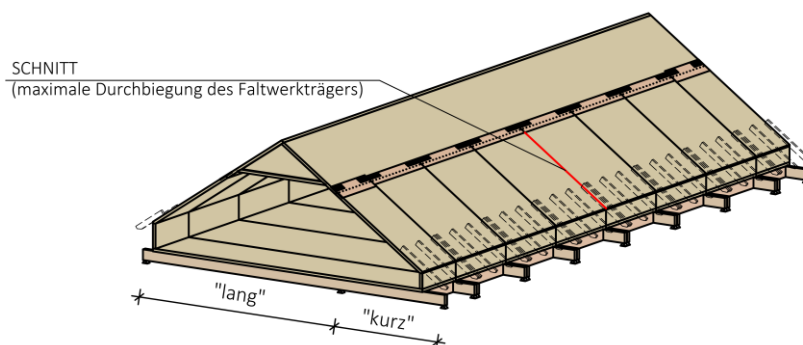


Abbildung 5.27 gewählter Schnitt zu Nachweiseführung im GZG am maßgebenden Einhängeelement

ELASTISCHE ANFANGSDURCHBIEGUNG T = 0

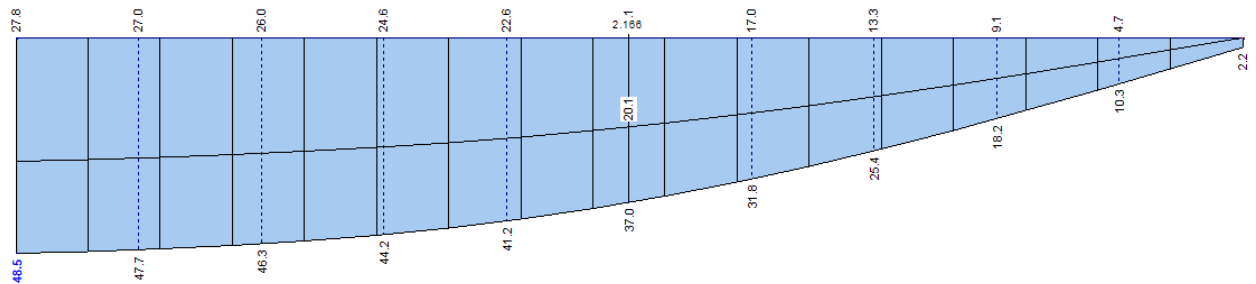


Abbildung 5.28 Globale Durchbiegung des Einhängeelementes der charakteristischen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt $t = 0$

Es wird globale Durchbiegung ausgelesen, somit muss die Begrenzung der Verformung auf die horizontal projizierte Länge bezogen werden. Diese beträgt 3,60 m:

$$w_{inst} = 37,0 - \frac{48,5 + 2,2}{2} = 11,7 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{3600}{300} = 12,0 \text{ mm} \checkmark$$

Die Anfangsdurchbiegung ist nicht größer als der geforderte Grenzwert und damit ist der Nachweis erfüllt.

ENDDURCHBIEGUNG T = ∞

Nachfolgend wird die Enddurchbiegung des Einhängeelementes zum Zeitpunkt $t = \infty$, bezogen auf das globale Koordinatensystem aus dem Berechnungsmodell, ausgelesen und dem geforderten Grenzwert gegenübergestellt:

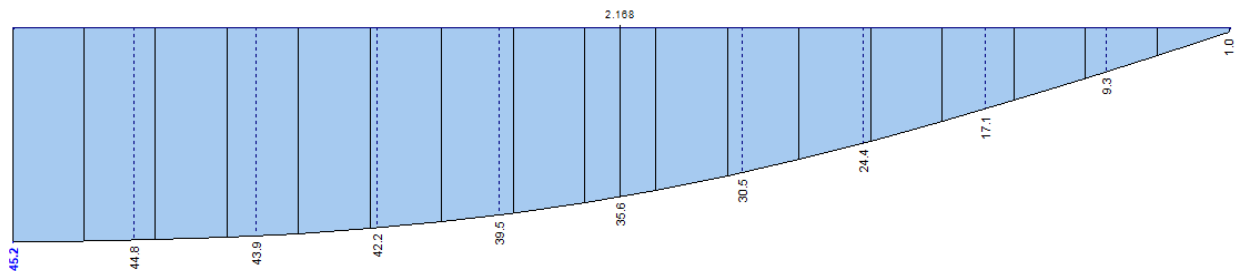


Abbildung 5.29 Globale Durchbiegung des Einhängeelementes für die quasi-ständige Einwirkungskombination zum Zeitpunkt $t = \infty$

$$w_{fin} = 35,8 - \frac{45,2 + 1,0}{2} = 12,7 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{3600}{250} = 14,4 \text{ mm} \checkmark$$

Die Enddurchbiegung ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Damit ist der Nachweis erfüllt.

5-5.2.3 Rippendecken

Um die Anforderungen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen, wurde für die Rippendecke zusätzlich, zur Begrenzung der Verformung, der Schwingungsnachweis, wie in Kapitel 5-4.5 beschrieben, geführt.

BEGRENZUNG DER VERFORMUNG

Elastische Anfangsdurchbiegung $t = 0$

Die Begrenzung der elastischen Anfangsdurchbiegung w_{inst} der Rippendecken wird für die charakteristische Kombination (char) von Einwirkungen nach (5.61) geführt. In Abbildung 5.30 wird die Verformung für die maßgebende Einwirkungskombination dargestellt:

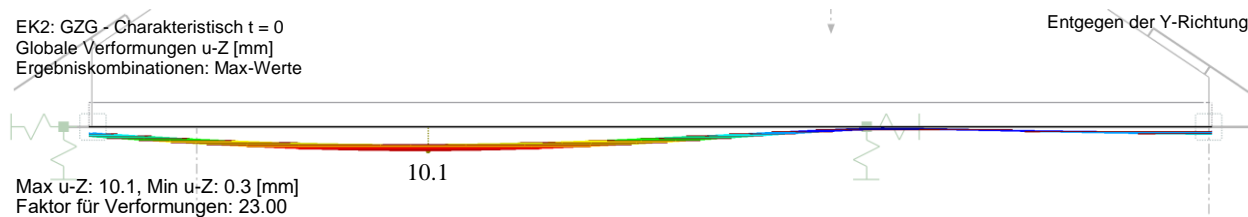


Abbildung 5.30 Globale Durchbiegung des Rippendecken der charakteristischen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt $t = 0$

Als Bezugslänge für den Grenzwert der Anfangsdurchbiegung $l/300$ wurde die größere Spannweite des Zweifeldsystems gewählt, welche 7,40 m beträgt. Die berechnete Durchbiegung w_{inst} ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Somit ist der Nachweis erfüllt.

$$w_{inst} = 10,2 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{7400}{300} = 24,7 \text{ mm} \checkmark$$

Enddurchbiegung $t = \infty$

Die Begrenzung der Enddurchbiegung w_{fin} wurde für die quasi-ständige Einwirkungskombination (perm) geführt. Der Nachweis wurde nach (5.63) erbracht. Die maßgebende Verformung wird in Abbildung 5.26 dargestellt.

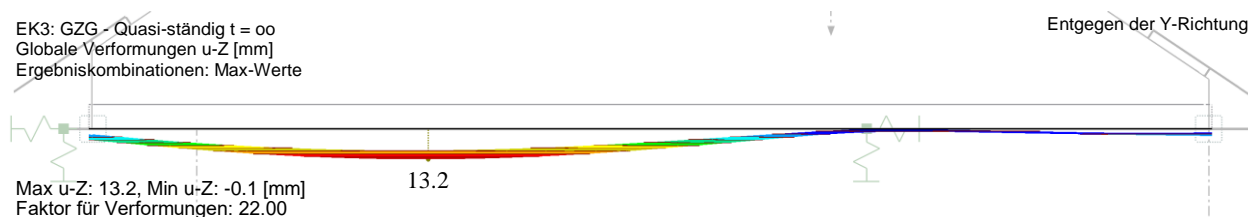


Abbildung 5.31 Globale Durchbiegung des Rippendecke der quasi-ständigen Einwirkungskombination zum Zeitpunkt $t = \infty$

Die maßgebende Verformung tritt im Feld mit der größeren Spannweite von 7,40 m auf. Die berechnete Durchbiegung w_{fin} ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Somit ist der Nachweis erfüllt.

$$w_{fin} = 13,2 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{7400}{250} = 29,6 \text{ mm} \checkmark$$

SCHWINGUNGSNACHWEIS

Die BSP-BSH-Rippendecke wird nach ihrem dynamischen Verhalten untersucht. Dabei wurde, wie in Abbildung 5.24 dargestellt, vorgegangen.

Nachweis des Frequenzkriteriums

Die Berechnung der Eigenfrequenz der BSP-BSH-Rippendecken in der globalen Z-Richtung wurde mit dem Zusatzmodul „RF-DYNAM Pro“ des Statiksoftware RFEM berechnet. Als Masse wurde die Summe der ständigen Einwirkungen verwendet. In Abbildung 5.32 ist das Ergebnis der Berechnung dargestellt.

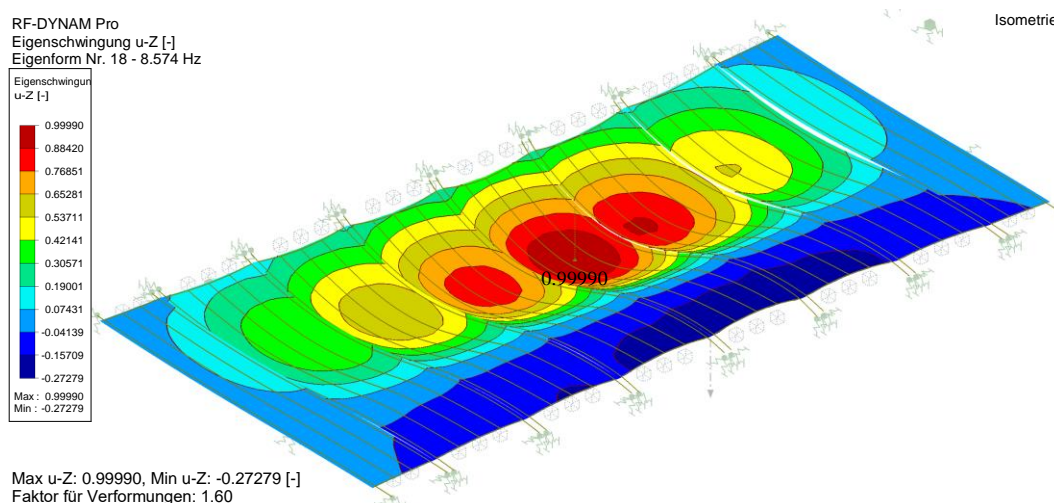


Abbildung 5.32 Erste Eigenform der Rippendecke für die Summe der ständigen Einwirkungen

Da die Berechnung am Gesamttragwerk berechnet wurde, ist die erste Eigenform der Rippendecke die 18. Eigenform des Gesamtsystems. Die erste Eigenfrequenz f_1 der Rippendecke ist größer als 8 Hz. Der Nachweis des Frequenzkriteriums ist deshalb erfüllt.

$$f_1 = 8,574 \text{ Hz} \geq f_{gr} = 8 \text{ Hz} \checkmark$$

Nachweis des Steifigkeitskriteriums

Da die Eigenfrequenz f_1 ist größer als 8 Hz, ist keine genauere Betrachtung nötig. Nach [54] wird noch der Nachweis des Steifigkeitskriteriums gefordert. Um eine genauere Auswertung der Berechnung der Verformung zu ermöglichen, wurden die Rippenplatten im Punkt der größten Auslenkung der ersten Eigenform, mit einer Last von 100 kN belastet. Folglich ist die Verformung durch 100 zu dividieren. In Abbildung 5.33 ist die maßgebende Verformung abgebildet:

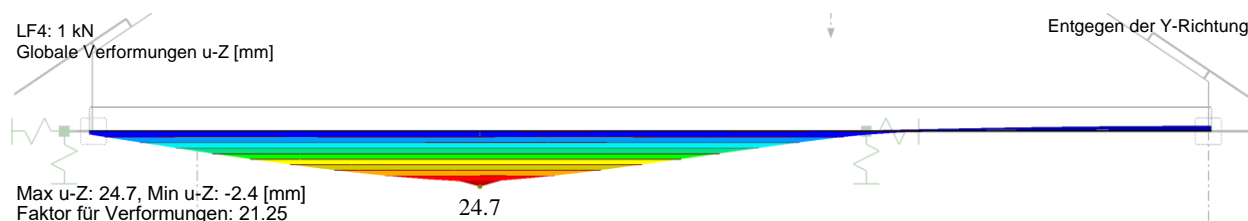


Abbildung 5.33 Globale Verformung in z-Richtung mit einer Punktlast von 100 kN für Nachweis des Steifigkeitskriteriums

Die Verformung ist kleiner als der geforderte Grenzwert. Der Nachweis des Steifigkeitskriteriums ist erfüllt.

$$w_{stat} = 24,7/100 = 0,247 \text{ mm} \leq w_{gr} = 0,25 \text{ mm} \checkmark$$

5-6 VERBINDUNGEN UND DETAILS

Im Holzbau spielt die Verbindungstechnik eine wichtige Rolle. Deshalb ist ein bestimmtes Hintergrundwissen notwendig. Dieses wird nachfolgend kurz erläutert.

5-6.1 AXIAL BEANSPRUCHTE VERBINDUNGSMITTEL

Bei axialer Beanspruchung können bei Schrauben folgende Versagensmechanismen auftreten:

- Versagen auf Herausziehen
- Durchziehen des Schraubenkopfes
- Abreisen der Schraube auf Zug (Stahlbruch)
- Knickversagen der Schraube bei Druckbelastung

In dieser Masterarbeit wurden die axial beanspruchten Verbindungsmittel nach ETA-11/0190 [80] bemessen. Nachfolgend wird auf die Berechnung der Werte charakteristischer Tragfähigkeiten näher eingegangen.

5-6.1.1 Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

Nach ETA-11/0190 [80] berechnet sich die axiale Tragfähigkeit einer Schraube auf Herausziehen wie folgt:

$$F_{ax,k} = \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} \quad (5.65)$$

Hierbei bedeuten:

$F_{ax,k}$ Charakteristischer Wert der Ausziehtragfähigkeit einer Schraube [N];

k_{ax} Faktor, der den Winkel α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung berücksichtigt;

mit:

$$\text{bei } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \quad k_{ax} = 1$$

$$\text{bei } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \quad k_{ax} = 0,3 + \frac{0,7 \cdot \alpha}{45^\circ}$$

k_{β} $k_{\beta} = 1,0$ für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz und Massivholzplatten;

$f_{ax,k}$ charakteristischer Ausziehparameter;

d Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];

l_{ef} Einbindetiefe der Schraube im Holzbauteil [mm];

ρ_k charakteristische Rohdichte [kg/m³];

ρ_a zugehörige Rohdichte für $f_{ax,k}$ [kg/m³].

Alternativ zur Berechnung der charakteristischen Wert der Ausziehtragfähigkeit, darf für, in Schmalseiten eingedrehte Schrauben, die Tragfähigkeit wie folgt berechnet werden:

$$F_{ax,k} = 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} \quad (5.66)$$

Dabei sind:

d Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];

l_{ef} Einbindetiefe der Schraube im Holzbauteil [mm].

5-6.1.2 Kopfdurchziehtragfähigkeit

Der charakteristische Durchzieh Widerstand eines Schraubenkopfes in axialer Richtung kann nach ÖNORM EN 1995-1-1 [54] mit nachfolgender Gleichung bestimmt werden:

$$F_{head,k} = f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} \quad (5.67)$$

Dabei sind:

$F_{head,k}$ der charakteristische Durchzieh Widerstand einer Schraube unter einem Winkel $\alpha \geq 30^\circ$ zur Faserrichtung, [N];

$f_{head,k}$ der charakteristische Durchziehparameter der Schraube für die zugehörige Rohdichte ρ_a ;

d_h der Durchmesser des Schraubenkopfes [kg/m³].

5-6.1.3 Stahlbruch

Die charakteristische Zugfestigkeit einer Schraube berechnet sich nach ÖNORM EN 1995-1-1 [54]:

$$F_{tens,k} = f_{tens,k} \quad (5.68)$$

Hierbei bedeuten:

$F_{tens,k}$ Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit [N];

$f_{tens,k}$ der charakteristische Zugwiderstand der Schraube [N].

5-6.1.4 Druckbeanspruchbarkeit

Der Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit einer Schraube berechnet sich nach ETA-11/0190 [80] mit der Gleichung (5.69). Dabei ist das Minimum aus dem Widerstand der Schrauben gegen Knicken und gegen das Durchdrücken der Schrauben durch das Holzbauteil maßgebend.

$$F_{ax,Rd} = \min[f_{ax,d} \cdot d \cdot l_{ef}; \kappa_c \cdot N_{pl,d}] \quad (5.69)$$

Hierbei sind:

$f_{ax,d}$ Bemessungswert der Ausziehtragfähigkeit des Schraubengewindes [N/mm²]

d Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];

l_{ef} Einbindetiefe des Gewindeteils der Schraube im Holzbauteil [mm];

κ_c Knickbeiwert, mit:

$$\text{für } \bar{\lambda}_k \leq 0,2 \quad \kappa_c = 1$$

$$\text{für } \bar{\lambda}_k > 0,2 \quad \kappa_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \quad (5.70)$$

$$\text{mit: } k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2\right]$$

$\bar{\lambda}_k$ bezogenen Schlankheitsgrad

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} \quad (5.71)$$

Wobei:

$N_{pl,k}$ charakteristischer Wert der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Nettoquerschnitts bezogen auf den Kerndurchmesser der Schrauben;

$$N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y,k} \quad (5.72)$$

$f_{y,k}$ charakteristischer Wert der Streckgrenze [N/mm²];

d_1 Kerndurchmesser der Schraube [mm].

$$N_{pl,d} = \frac{N_{pl,k}}{\gamma_{M1}} \quad (5.73)$$

γ_{M1} Teilsicherheitsbeiwert nach EN 1993-1-1;

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} \quad (5.74)$$

c_h Elastische Bettung der Schrauben;

$$c_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left(\frac{90^\circ + \alpha}{180^\circ} \right) \quad (5.75)$$

ρ_k charakteristische Rohdichte des Holzbauteils [kg/m³]

α Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung, $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

E_s Elastizitätsmodul des Stahls, $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$;

I_s Flächenträgheitsmoment, $I_s = \frac{\pi \cdot d_1^4}{64}$

5-6.2 LATERAL BEANSPRUCHTE VERBINDUNGSMITTEL

[52] [54] [80] [78]

Die laterale Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmittel werden nach ÖNORM EN 1995-1-1 [78] nach den Versagensmodi durch die Theorie von *Johansen* beschreiben.

Um diese zu berechnen, werden unter anderem die charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten benötigt. Da in dieser Arbeit verschiedene Verbindungsmittel zur Anwendung kommen, werden die Gleichungen zur Berechnung der Lochleibungsfestigkeiten nachfolgend zusammengefasst.

Zuvor ist noch zu erwähnen, dass die charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten von Schrauben in den Seitenflächen durch die Gleichung (5.76) abgemindert wurden. Dabei wurde der Winkel ε zwischen Krafrichtung und Faserrichtung der äußeren Schicht BSP-Elementes berücksichtigt. Dieser Ansatz wurde an ÖNORM B 1995-1-1:2015 (8.31) angelehnt, welche es für Bolzen vorsieht- Deshalb liegt die charakteristische Lochleibungsfestigkeit auf der sicheren Seite.

$$f_{h1,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} \quad (5.76)$$

Hierbei sind:

- $f_{h,k}$ charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit in Decklagenrichtung des BSP-Elements, [N/mm²];
- d Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- ε Winkel ε zwischen Krafrichtung und Faserrichtung der äußeren Schicht BSP-Elementes.

Nägel

Der charakteristische Wert der Lochleibungsfestigkeiten für profilierte Nägel berechnet sich nach ÖNORM B 1995-1-1 [54], die ohne Vorbohren in die Seitenflächen von Brettsperholz eingeschlagen werden, nach Gleichung (5.77). Die Lochleibungsfestigkeiten darf unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung ermittelt werden.

$$f_{h,k} = 60 d^{-0,5} \quad (5.77)$$

Hierbei sind:

- d Nenndurchmesser des Verbindungsmittels [mm];

Schrauben

Bei auf Abscheren beanspruchte selbstbohrende Schrauben in Seitenflächen wird die Lochleibungsfestigkeit nach ETA-11/0190 [80] unter Berücksichtigung des Winkel α zwischen Achse und Faserrichtung der Decklage nach den Gleichungen (5.78) und (5.79) berechnet. Dabei wird unterschieden zwischen nicht vorgebohrte und vorgebohrte Löcher, in denen die Schrauben eingebracht werden.

nicht vorgebohrte Löcher:

$$f_{h,k} = \frac{0,082 \rho_k d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (5.78)$$

vorgebohrte Löcher:

$$f_{h,k} = \frac{0,082 \rho_k d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (5.79)$$

Hierbei sind:

- $f_{h,k}$ charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit in Decklagenrichtung des BSP-Elements, [N/mm²];
- ρ_k Charakteristische Rohdichte des Holzbauteils [kg/m³];
- d Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- α Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Stabdübel und Bolzen

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit von Stabdübel bzw. Bolzen in den Seitenflächen von Brettspertholz darf nach ETA-06/0009 [52] mit folgender Gleichung bestimmt werden:

$$f_{h,k} = \frac{32 (1 - 0,015 d)}{1,1 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (5.80)$$

Hierbei sind:

- d Durchmesser des Verbindungsmittels [mm];
- α Winkel zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung der Deckplatte.

Nach ETA-06/0009 [52] darf die charakteristische Lochleibungsfestigkeit für Bolzen in Schmalseiten von Brettspertholz wie folgt berechnet werden:

$$f_{h,k} = 9 (1 - 0,017 d) \quad (5.81)$$

Hierbei sind:

- d Durchmesser des Verbindungsmittels [mm];

JOHANSEN GLEICHUNGEN ZUR BERECHNUNG DER CHARAKTERISTISCHEN TRAGFÄHIGKEIT

In der Tragstruktur der „Faltwerk“-Lösung kommen folgende auf Abscheren beanspruchte Verbindungen zum Einsatz:

- einschnittige Holz-Holz-Verbindung
- Stahl-Holz-Verbindungen:
 - für ein dickes Stahlblech, (einschnittige Verbindung)
 - für innenliegende Stahlbleche (zweischchnittige Verbindung)

Nachfolgend werden die Johansen Gleichungen nach [78] zur Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit pro Scherfuge eines Verbindungsmittels angeführt.

einschnittige Holz-Holz-Verbindung

Die charakteristische Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels pro Scherfuge für einschnittige Holz-Holz-Verbindung berechnet sich nach [78]:

$$F_{v,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{v,k,(a)} \\ F_{v,k,(b)} \\ F_{v,k,(c)} \\ F_{v,k,(d)} \\ F_{v,k,(e)} \\ F_{v,k,(f)} \end{array} \right. \quad (5.82)$$

$$F_{v,k,(a)} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (a)$$

$$F_{v,k,(b)} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (b)$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax}}{4} \quad (c)$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax}}{4} \quad (d)$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax}}{4} \quad (e)$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax}}{4} \quad (f)$$

einschnittige Stahl-Holz-Verbindungen

Die charakteristische Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels pro Scherfuge für eine einschnittige Stahl-Holz-Verbindung mit einem dicken Stahlblech berechnet sich nach [78]:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} F_{v,k,(c)} \\ F_{v,k,(d)} \\ F_{v,k,(e)} \end{cases} \quad (5.83)$$

$$F_{v,k,(c)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (c)$$

$$F_{v,k,(d)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] \quad (d)$$

$$F_{v,k,(e)} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \quad (e)$$

zweischchnittige Verbindung Stahl-Holz-Verbindungen

Die charakteristische Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels pro Scherfuge für eine zweischchnittige Verbindung Stahl-Holz-Verbindungen für ein innenliegendes Stahlblech jeder Dicke berechnet sich nach [78]:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} F_{v,k,(c)} \\ F_{v,k,(d)} \\ F_{v,k,(e)} \end{cases} \quad (5.84)$$

$$F_{v,k,(f)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (f)$$

$$F_{v,k,(g)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] \quad (g)$$

$$F_{v,k,(h)} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \quad (h)$$

5-6.3 VERSCHIEBEMODULN VON VERBINDUNGSMITTEL

Im Holzbau ist die Berechnung der Schnittkräfte und die Berechnung der Verformungen abhängig von der Steifigkeit der Verbindungsmittel. Dabei wird unterschieden zwischen

- Verschiebungsmodul K_u im Grenzzustand der Tragfähigkeit und
- Verschiebungsmodul K_{ser} unter Gebrauchslast.

Dabei ist:
$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (5.85)$$

Der Bemessungswert des Verschiebungsmoduls K_u eines Verbindungsmittels im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nach ÖNORM B 1995-1-1 anzunehmen mit:

$$K_d = \frac{K_u}{\gamma_M} \quad (5.86)$$

Die Berechnung des Verschiebungsmoduls K_{ser} pro Scherfuge der verwendeten auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmittel wurden in dieser Arbeit nach [78] wie folgt berechnet:

- Stabdübel Bolzen mit oder ohne Lochspiel Schrauben Nägel (vorgebohrt):

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23 \quad (5.87)$$

- Nägel (nicht vorgebohrt)

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30 \quad (5.88)$$

Hierbei sind:

- ρ_m mittlere Rohdichte des Holzwerkstoffes [kg/m³], bei zwei unterschiedlichen mittleren Rohdichten der verbundenen Holzwerkstoffe ρ_{m1} und ρ_{m2} , berechnet sich diese aus dem geometrischen Mittel $\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}}$, wobei $\rho_m = 1,15 \cdot \rho_k$ ist.
- d Durchmesser des Verbindungsmittels [mm].

Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen sollte K_{ser} mit dem Faktor 2,0 multipliziert werden [78].

Der Verschiebungsmodul K_{ser} einer axial beanspruchten Schraube berechnet sich nach [80]:

$$K_{ser} = 25 \cdot d \cdot l_{ef} \quad (5.89)$$

Hierbei sind:

- d Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- l_{ef} Einbindetiefe des Gewindeteils der Schraube im Holzbauteil [mm].

Bei einer Schraube, welche zwei Bauteile miteinander verbindet, handelt es sich um ein hintereinander geschaltetes System. Die Ersatzfeder in axialer Richtung $K_{ser,tot}$ berechnet sich nach [81]:

$$\frac{1}{K_{ser,tot}} = \sum \frac{1}{K_{ser}} \quad (5.90)$$

Die Gleichung (5.96) umgeformt und (5.95) eingesetzt, ergibt sich:

$$K_{ser,tot} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef,1} \cdot l_{ef,2}}{l_{ef,1} + l_{ef,2}} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef,1} \cdot l_{ef,2}}{l_{Schraube}} \quad (5.91)$$

Hierbei sind:

- d Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm];
- $l_{ef,1}, l_{ef,2}, \dots$ Einbindetiefe des Gewindeteils der Schraube im Holzbauteil [mm];
- $l_{Schraube}, \dots$ Schraubenlänge [mm].

5-6.4 VERWENDETE VERBINDUNGSMITTEL

Nachfolgend werden die verwendeten Verbindungsmittel, die in Abbildung 5.34 dargestellt sind, mit den zugehörigen technische Daten in Tabelle 51 und Tabelle 52 als Übersicht zusammengefasst.

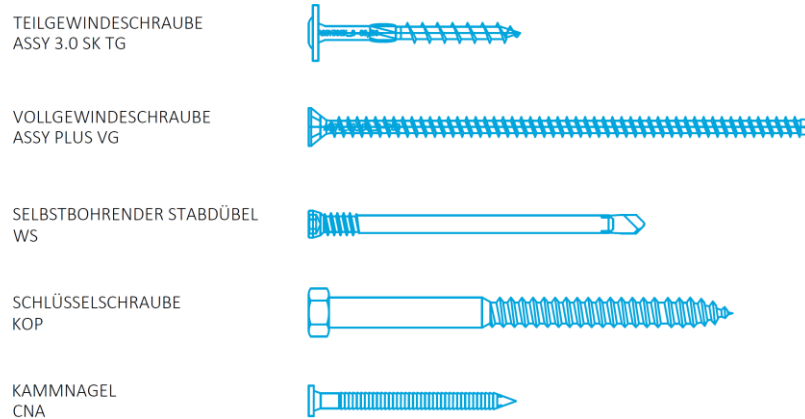


Abbildung 5.34 Darstellung verwendeter Verbindungsmittel nach [80] [82] [83]

Tabelle 51 Technische Daten der Holzbauschrauben, ETA-11/0190 [80]

		ASSY plus VG 8	ASSY plus VG 10	ASSY 3.0 SK 8-80/50 TGS
Gewindeaußendurchmesser der Schraube	d	8 mm	10 mm	8 mm
charakteristischer Ausziehparameter $f_{ax,k}$	$f_{ax,k}$	11 N/mm ²		
zugehörige Rohdichte	ρ_a	350 kg/m ³		
charakteristischer Wert des Fließmoments	$M_{y,k}$	23,0 Nm	36,0 Nm	23,0
charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit	$f_{t,ems,k}$	22,0 kN	33,0 kN	22,0
charakteristische Durchziehparameter der Schraube	$f_{head,k}$	13 N/mm ²		10 N/mm ²
Durchmesser des Schraubenkopfes	d_h	12 mm	15 mm	22 mm
Kerndurchmesser der Schraube	d_1	5,0	6,2	5,3
charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{y,k}$	210000 N/mm ²		

Tabelle 52 Technische Daten der Stabdübel, Bolzen und Stabdübel, ETA-11/0190 [80]

		KOP 12	WS 7/113	CNA 6,0x80
		„Holzbauverbinder“ d. Fa. Rothoblaas [82]		ETA-04/0013 [83]
Nenndurchmesser	d	12 mm	7 mm	8 mm
Charakteristischer Wert des Fließmoments	$M_{y,k}$	65700 Nmm	31930 Nmm	18987 Nmm

5-6.5 VERBINDUNGEN ÜBERSICHT

Da die Verbindungsmittel im Holzbau einen großen Einfluss haben, wird nachfolgend kurz auf die Bezeichnung der Liniengelenke eingegangen. Für die Benennung orientierte man sich an der BSH-BSP-Rippendecke (siehe Abbildung 5.34). Diese weist aufgrund der gewählten Auflagerbedingungen unsymmetrische Stützweiten auf. Es werden die Termini „lang“, welcher sich auf die längere Seite der BSH-BSP-Rippendecke bezieht, und „kurz“, der sich auf die kürzere Seite bezieht, verwendet. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden in der nachfolgenden Abbildung 5.35 die Vollholz-Auskragungen ausgeblendet.

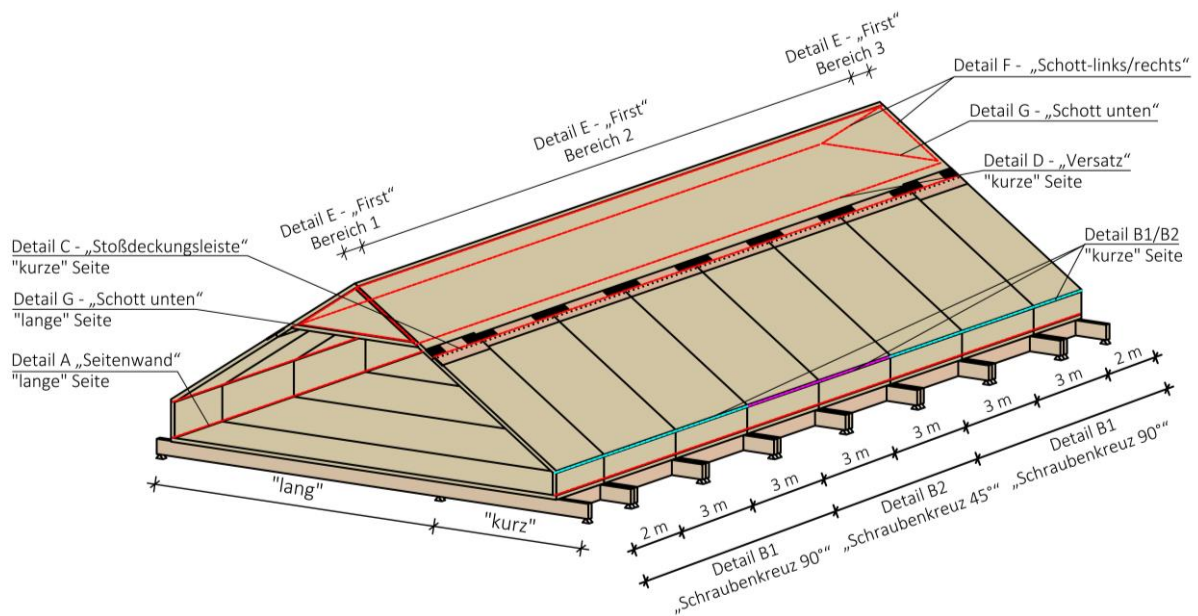


Abbildung 5.35 Definition der Liniengelenke

5-6.6 BERECHNUNG DER TRAGFÄHIGKEIT PRO VERBINDUNGSMITTEL

Die Berechnung der Tragfähigkeit des Systems wurde iterativ durchgeführt. Dabei wurde die Anzahl der Verbindungsmittel variiert. Dafür wurde nachfolgend die Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel bzw. Verbindungsmittelgruppe berechnet und anschließend im Tabellenkalkulationsprogramm Excel die Nachweise durch Iteration der Verbindungsmittellanzahl geführt.

Unter Betrachtung der vorhandenen Lastfallkombinationen wurde die kürzeste Klasse der Lasteinwirkungsdauer, „kurz“, angenommen. Diese liegt vor, wenn die Lastfälle Schnee und Wind (LF5 bis LF9) in der Lastfallkombination enthalten sind. Für die vorliegende Konstruktion werden diese Lastfallkombinationen zur Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit als maßgebend angenommen. Für die Lasteinwirkungsdauer „kurz“ und der gewählten Nutzungsklasse beträgt folglich der Modifikationsbeiwert $k_{mod} = 0,9$.

5-6.6.1 Detail A – „Seitenwand“

Die Seitenwand wird durch die Schraube ASSY VG 8/200 mm mit der Rippenplatte verbunden. Die Einbindetiefe im vertikalen BSP-Element (Seitenwand) wird für eine leichtere Montage werkseits vorgebohrt. Die Verbindungsgeometrie wird in Abbildung 5.36 dargestellt.

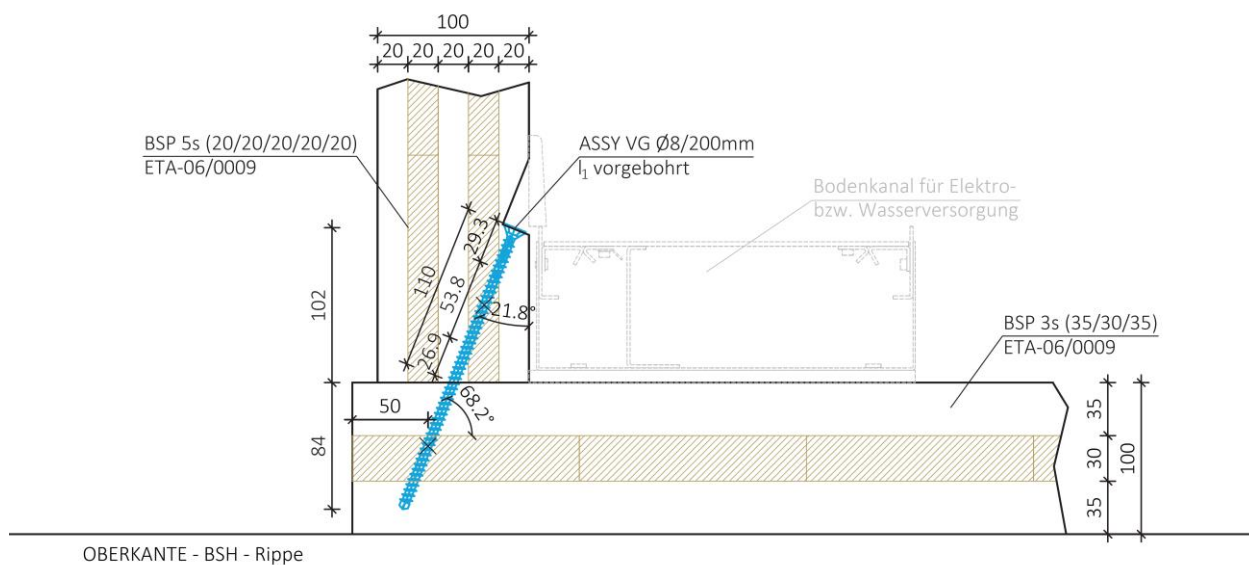


Abbildung 5.36 Detail A – „Seitenwand“

AXIALE TRAGFÄHIGKEIT:

Kopf herausziehen: Seitenfläche

Die Schrauben ASSY VG PLUS 8/200mm werden in einem Winkel $\alpha = 21,8^\circ$ zur Decklage der Seitenwand eingeschraubt. In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Kopf} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 21,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (29,3 + 26,9) + 1 \cdot 53,8}{34,3 + 26,9 + 53,9} = 0,816$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,816 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 110}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 5687 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

Spitze herausziehen: Schmalseite:

Die Spitze der Schraube ASSY VG PLUS 8/200mm wird in einem Winkel $\alpha = 68,2^\circ$ zur Decklage der Rippendecke eingeschraubt. In diesem Fall beträgt der Faktor $k_{ax} = 1$, da der Winkel größer als 45° ist.

$$l_{ef} = 200 - 110 = 90 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 90}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 5702 \text{ N}$$

Die axiale Tragfähigkeit einer Schraube berechnet wie folgt:

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 5687 \\ 1348 \} \\ 5702 \\ 20000 \end{array} \right\} = 5687 \text{ N}$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit in Y-Richtung des Liniengelenks

Unter Berücksichtigung des Einschraubwinkels ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit der Schraube auf „Herausziehen“ in horizontaler Richtung:

$$F_{ax,Rd} = 5687 \cdot \cos(68,2) = 2112 \text{ N}$$

Berechnung der Steifigkeit auf „Herausziehen“ – z-Richtung des Liniengelenks

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (5.91) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 110 \cdot 90}{110 + 90} = 9900 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,z,Schraube} = 9900 \cdot \cos(68,2) = 3677 \text{ N/mm}$$

LATERALE TRAGFÄHIGKEIT:

Die Lochleibungsfestigkeit der Schraube wurde nach ETA 11-0119 berechnet. Zusätzlich wurde bei der Lochleibungsfestigkeit auf der Seitenfläche sicheren Seite liegend der Winkel ε zwischen Kraftrichtung und Faserrichtung der äußeren Schicht, wie es ÖNORM B 1995-1-1:2015 (8.31) für Bolzen vorsieht, berücksichtigt.

Lochleibungsfestigkeit Seitenwand -Seitenfläche:

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit wird für vorgebohrte Bauteile berechnet:

$$f_{h1,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8)}{2,5 \cdot \cos^2 21,8 + \sin^2 21,8} = 11,51 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h1,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} =$$

$$= \frac{11,51}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 7,83 \text{ N/mm}^2$$

Lochleibungsfestigkeit Rippendecke - Seitenfläche:

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit wird für nicht vorgebohrte Bauteile berechnet:

$$f_{h2,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot 8^{-0,3}}{2,5 \cos^2 68,2 + \sin^2 68,2} = 12,74 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h2,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} =$$

$$= \frac{12,74}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 8,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \frac{f_{h2,k}}{f_{h1,k}} = \frac{8,67}{7,83} = 1,11$$

$$M_{y,k} = 23000 \text{ Nmm}$$

Die Einbindetiefen betragen $t_1 = 102 \text{ mm}$ und $t_2 = 84 \text{ mm}$. Die Seilwirkung $\Delta F_s = \frac{1}{4} \cdot F_{ax, \text{Schraube, Rd}}$ wird in dieser Verbindung berücksichtigt.

$$F_{v,k,(a)} = 7,83 \cdot 102 \cdot 8 = 6389 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 8,67 \cdot 84 \cdot 8 = 5826 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{7,83 \cdot 102 \cdot 8}{1 + 1,11} \left[\sqrt{1,11 + 2 \cdot 1,11^2 \cdot \left[1 + \frac{84}{102} + \left(\frac{84}{102} \right)^2 \right] + 1,11^3 \left(\frac{84}{102} \right)^2} - 1,11 \left(1 + \frac{84}{102} \right) \right] + \frac{7899}{4} = 4515 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{7,83 \cdot 102 \cdot 8}{2 + 1,11} \left[\sqrt{2 \cdot 1,11 \cdot (1 + 1,11) + \frac{4 \cdot 1,11 \cdot (2 + 1,11) \cdot 23000}{7,83 \cdot 8 \cdot 102^2}} - 1,11 \right] + \frac{7899}{4} = 4485 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{7,83 \cdot 84 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 1,11} \left[\sqrt{2 \cdot 1,11^2 \cdot (1 + 1,11) + \frac{4 \cdot 1,11 \cdot (1 + 2 \cdot 1,11) \cdot 23000}{7,83 \cdot 8 \cdot 84^2}} - 1,11 \right] + \frac{7899}{4}$$

$$= 6186 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1,11}{1 + 1,11}} \cdot \sqrt{2 \cdot 23000 \cdot 7,83 \cdot 8} + \frac{7899}{4} = 3976 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 6389 \text{ N} \\ 5826 \text{ N} \\ 4515 \text{ N} \\ 4485 \text{ N} \\ 6186 \text{ N} \\ 3976 \text{ N} \end{array} \right\} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3976 \text{ N} = 2863 \text{ N}$$

Steifigkeit auf „Abscheren“ – z-Richtung des Liniengelenks

Die Steifigkeit auf „Abscheren“ wurde nach Gleichung (5.87) berechnet:

$$K_{ser,x} = \rho_m^{1,5} \cdot d/23 = (420)^{1,5} \cdot 8/23 = 2994 \text{ N/mm}$$

5-6.6.2 Detail B1 – „Schraubenkreuz 90°“

Aufgrund der zunehmenden Gelenksquerkräfte v_z und den abnehmenden Normalkräften n wurde die Tragfähigkeit für ein Schraubenkreuz berechnet, wobei Schraube 1 des Typs ASSY VG Plus 8/180 mm und Schraube 2 des Typs ASSY VG Plus 8/260 mm gewählt wurden.

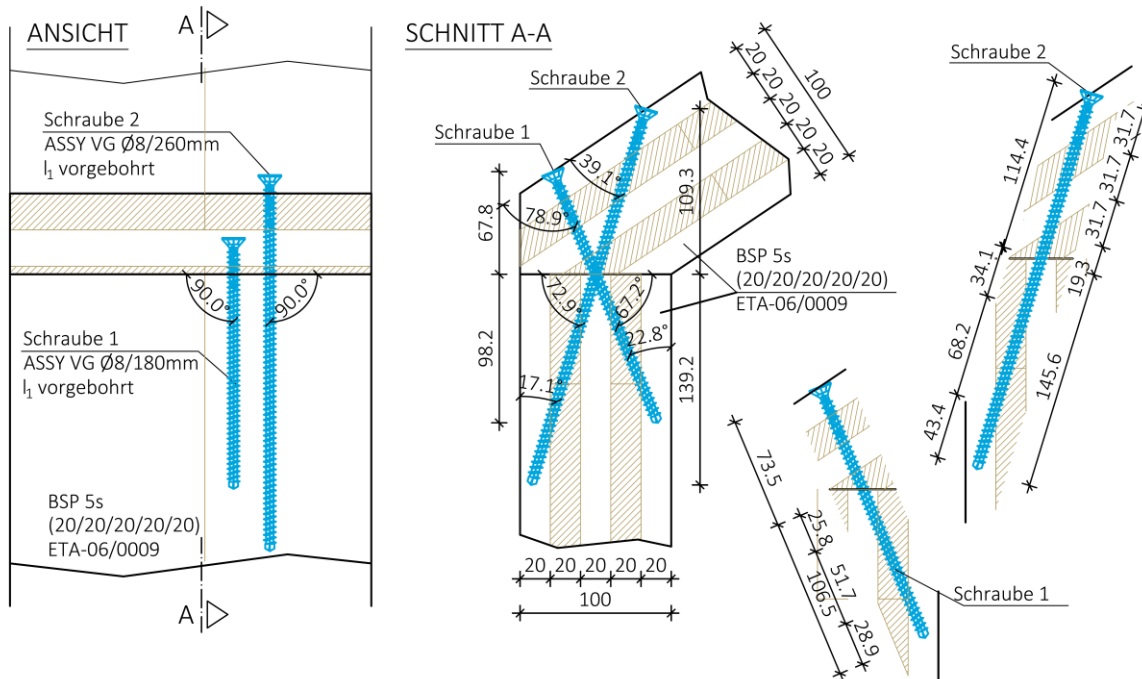


Abbildung 5.37 Detail B1 – „Schraubenkreuz 90°“

AXIALE TRAGFÄHIGKEIT

Schraube 1

Schraube 1 besitzt eine Länge von 180 mm und wird mit einem Winkel von $78,9^\circ$ zur Decklage des Einhängeelements eingedreht (siehe Abbildung 5.37). Aus diesem Einschraubwinkel resultiert $k_{ax} = 1$, da der Winkel α größer als 45° ist.

$$k_{ax, Kopf} = 1$$

$$F_{ax, Kopf, Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax, k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 73,5}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 4657 \text{ N}$$

$$F_{head, Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head, k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

Die Spitze der Schraube 1 wird mit einem Winkel von $22,8^\circ$ zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Spitze} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 25,8 + 1 \cdot 51,7 + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 28,9}{25,8 + 51,7 + 28,9} = 0,823$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,823 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 106,5}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 5553 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max\{4657\} \\ 1348 \\ 5553 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 4657 \text{ N}$$

Schraube 2

Schraube 2 besitzt eine Länge von 260 mm und wird mit einem Winkel von 39,1° zur Decklage des Einhängeelements eingedreht (siehe Abbildung 5.37). In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Kopf} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 39,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 31,7 + 1 \cdot 31,7 + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 39,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 31,7 + 1 \cdot 19,3}{31,7 + 31,7 + 31,7 + 19,3} = 0,948$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,948 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 114,4}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 6871 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

Die Spitze der Schraube 2 wird mit einem Winkel von 17,1° zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Spitze} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 17,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 34,1 + 1 \cdot 68,2 + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 17,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 43,4}{34,1 + 68,2 + 43,4} = 0,769$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,769 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 145,6}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 7094 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 6871 \\ 1348 \} \\ 7094 \\ 20000 N \end{array} \right\} = 6871 N$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung

Unter Berücksichtigung der Einschraubwinkel ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit es Schraubenkreuzes in horizontaler Richtung von:

$$F_{ax,Rd} = 4657 \cdot \cos(67,2) + 6871 \cdot \cos(72,9) = 3825 N$$

Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung:

Die Berechnung der Steifigkeit des Schraubenkreuzes wurde Gleichung (5.91) berechnet.

$$K_{ser,ax,Schraube1} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 73,5 \cdot 114,4}{180} = 8698 N/mm$$

$$K_{ser,ax,Schraube2} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 73,5 \cdot 145,6}{260} = 12813 N/mm$$

$$\begin{aligned} K_{ser,z,Schraubenkreuz} &= K_{ser,ax,Schraube1} \cdot \cos(67,2) + K_{ser,ax,Schraube2} \cdot \cos(72,9) \\ &= 8698 \cdot \cos(67,2) + 12813 \cdot \cos(72,9) = 7138 N/mm \end{aligned}$$

LATERALE TRAGFÄHIGKEIT

Schraube 1

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schrauben 1 in der Deckfläche des Einhängeelements wird für vorgebohrte Bauteile für den Winkel $\alpha = 78,9^\circ$ berechnet. Zusätzlich wird die Lochleibungsfestigkeit abgemindert, indem der Winkel $\varepsilon = 90^\circ$ (wie es ÖNORM B 1995-1-1:2015 (8.31) für Bolzen vorsieht) zwischen Kraft und Faserrichtung der Decklage berücksichtigt wird. Dies stellt eine konservative Annahme dar.

$$f_{h,Kopf,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8)}{2,5 \cdot \cos^2 78,9 + \sin^2 78,9} = 25,01 N/mm^2$$

$$\begin{aligned} f_{h,Kopf,\alpha,k} &= \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} = \\ &= \frac{25,01}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 17,01 N/mm^2 \end{aligned}$$

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schrauben 1 in der Seitenwand wird für nicht vorgebohrte Bauteile für den Winkel $\alpha = 22,8^\circ$ berechnet. Auch hier wird die Lochleibungsfestigkeit nach ÖNORM B 1995-1-1:2015 (8.31) [54] für Bolzen hinsichtlich Kraft und Faserrichtung der Decklage abgemindert.

$$f_{h,Spitze,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot 8^{-0,3}}{2,5 \cos^2 22,8 + \sin^2 22,8} = 6,76 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,Spitze,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} =$$

$$= \frac{6,76}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 4,60 \text{ N/mm}^2$$

Die laterale Tragfähigkeit der Schraube 1 wird für die Einbindetiefen $t_1 = 67,8 \text{ mm}$ und $t_2 = 98,2 \text{ mm}$ berechnet. Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$M_{y,k} = 23000 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{f_{h,Spitze,k}}{f_{h,Kopf,k}} = \frac{4,60}{17,01} = 0,270$$

$$F_{v,k,(a)} = 17,01 \cdot 67,8 \cdot 8 = 9229 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 4,60 \cdot 98,2 \cdot 8 = 3613 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{17,01 \cdot 67,8 \cdot 8}{1 + 0,27} \left[\sqrt{0,27 + 2 \cdot 0,27^2 \cdot \left[1 + \frac{98,2}{67,8} + \left(\frac{98,2}{67,8} \right)^2 \right] + 0,27^3 \left(\frac{98,2}{67,8} \right)^2} - 0,27 \left(1 + \frac{98,2}{67,8} \right) \right]$$

$$= 2370 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{17,01 \cdot 67,8 \cdot 8}{2 + 0,27} \left[\sqrt{2 \cdot 0,27 \cdot (1 + 0,27) + \frac{4 \cdot 0,27 \cdot (2 + 0,27) \cdot 23000}{17,01 \cdot 8 \cdot 67,8^2}} - 0,27 \right]$$

$$= 2609 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{17,01 \cdot 98,2 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 0,27} \left[\sqrt{2 \cdot 0,27^2 \cdot (1 + 0,27) + \frac{4 \cdot 0,27 \cdot (1 + 2 \cdot 0,27) \cdot 23000}{17,01 \cdot 8 \cdot 98,2^2}} - 0,27 \right]$$

$$= 1760 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,27}{1 + 0,27}} \cdot \sqrt{2 \cdot 23000 \cdot 17,01 \cdot 8} = 1877 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \begin{pmatrix} 9229 \text{ N} \\ 3613 \text{ N} \\ 2370 \text{ N} \\ 2609 \text{ N} \\ 1760 \text{ N} \\ 1877 \text{ N} \end{pmatrix} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 1760 \text{ N} = 1267 \text{ N}$$

Schraube 2

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schrauben 2 in der Deckfläche des Einhängeelements wird für vorgebohrte Bauteile für den Winkel $\alpha = 39,1^\circ$ berechnet. Zusätzlich wird die Lochleibungsfestigkeit abgemindert, indem der Winkel $\varepsilon = 90^\circ$ zwischen Kraft und Faserrichtung der Decklage berücksichtigt wird. Auch hier wird die Lochleibungsfestigkeit hinsichtlich Kraft und Faserrichtung der Decklage abgemindert.

$$f_{h,Kopf,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8)}{2,5 \cdot \cos^2 39,1 + \sin^2 39,1} = 13,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{h,Kopf,\alpha,k} &= \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} = \\ &= \frac{13,87}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 9,44 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schraube 2 in der Deckfläche des Einhängeelements wird für nicht vorgebohrte Bauteile für den Winkel $\alpha = 17,1^\circ$ berechnet. Auch hier wird die Lochleibungsfestigkeit hinsichtlich Kraft und Faserrichtung der Decklage abgemindert.

$$f_{h,Spitze,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot 8^{-0,3}}{2,5 \cos^2 17,1 + \sin^2 17,1} = 6,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{h,Spitze,\alpha,k} &= \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon} = \\ &= \frac{6,49}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 4,41 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die laterale Tragfähigkeit der Schraube 2 wird für die Einbindetiefen $t_1 = 109,3 \text{ mm}$ und $t_2 = 139,2 \text{ mm}$ berechnet. Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$M_{y,k} = 23000 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{f_{h,Spitze,k}}{f_{h,Kopf,k}} = \frac{4,41}{9,44} = 0,468$$

$$F_{v,k,(a)} = 9,44 \cdot 109,3 \cdot 8 = 8252 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 4,41 \cdot 138,1 \cdot 8 = 4871 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} F_{v,k,(c)} &= \frac{9,44 \cdot 109,3 \cdot 8}{1 + 0,468} \left[\sqrt{0,468 + 2 \cdot 0,468^2 \cdot \left[1 + \frac{138,1}{109,3} + \left(\frac{138,1}{109,3} \right)^2 \right] + 0,468^3 \left(\frac{138,1}{109,3} \right)^2} - 0,468 \left(1 + \frac{138,1}{109,3} \right) \right] \\ &= 2610 \text{ N} \end{aligned}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{9,44 \cdot 109,3 \cdot 8}{2 + 0,468} \left[\sqrt{2 \cdot 0,468 \cdot (1 + 0,468) + \frac{4 \cdot 0,468 \cdot (2 + 0,468) \cdot 23000}{9,44 \cdot 8 \cdot 109,3^2}} - 0,468 \right]$$

$$= 2645 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{9,44 \cdot 138,1 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 0,468} \left[\sqrt{2 \cdot 0,468^2 \cdot (1 + 0,468) + \frac{4 \cdot 0,468 \cdot (1 + 2 \cdot 0,468) \cdot 23000}{9,44 \cdot 8 \cdot 138,1^2}} - 0,468 \right]$$

$$= 5477 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,468}{1 + 0,468}} \cdot \sqrt{2 \cdot 23000 \cdot 9,44 \cdot 8} = 1711 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \begin{pmatrix} 8252 \text{ N} \\ 4915 \text{ N} \\ 2618 \text{ N} \\ 2645 \text{ N} \\ 2100 \text{ N} \\ 1711 \text{ N} \end{pmatrix} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 1711 \text{ N} = 1231 \text{ N}$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes bei lateraler Beanspruchung

Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes berechnet sich aus der Addition der Tragfähigkeiten der Schraube 1 und der Schraube 2.

$$F_{v,Schraubenkreuz,Rd} = F_{v,Schraube1,Rd} + F_{v,Schraube2,Rd} = 1267 + 1231 = 2498 \text{ N}$$

Berechnung der lateralen Steifigkeit pro Schraubenkreuz

Die Steifigkeit des Schraubenkreuzes in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (5.87) berechnet:

$$K_{ser,x,Schraubenkreuz} = 2 \cdot \rho_m^{1,5} d / 23 = 2 \cdot (420)^{1,5} \cdot 8 / 23 = 5988 \text{ N/mm}$$

5-6.6.3 Detail B2 – „Schraubenkreuz 45°“

Aufgrund der zunehmenden Gelenksnormalkraft n und der ähnlich konstant bleibenden Gelenksquerkräfte v_z wurde dasselbe Schraubenkreuz gewählt wie in Detail B1 (siehe Kapitel 5-6.6.2). Zudem wurde das Schraubenkreuz in die Richtung der Gelenksnormalkraft um 45° geneigt (siehe Abbildung 5.38). Für Schraube 1 wurde der Typ ASSY VG Plus 8/240 mm gewählt und für Schraube 2 der Typ ASSY VG Plus 8/360 mm.

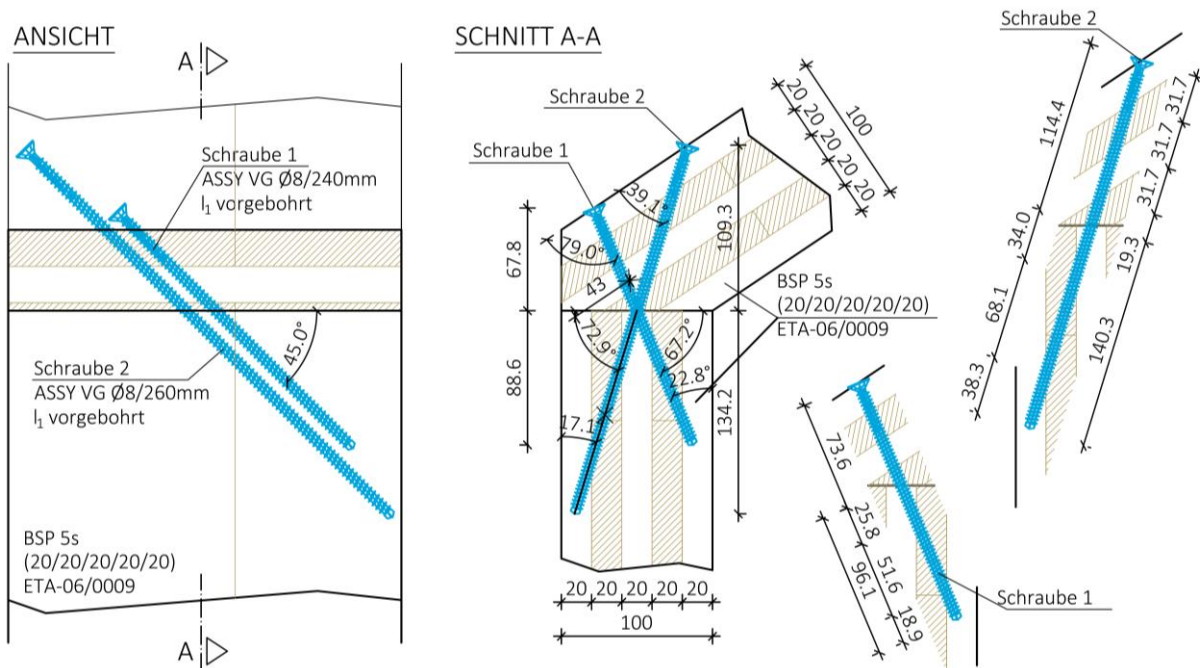


Abbildung 5.38 Detail B2 – „Schraubenkreuz 45°“

TRAGFÄHIGKEIT IN Z-RICHTUNG:

Schraube 1

Schraube 1 besitzt eine Länge von 240 mm und wird mit einem Winkel von 79° zur Decklage des Einhängeelements eingedreht. Weiters wird die Schraube um die z-Achse des Liniengelenks um 45° gedreht. Da beide Winkel größer als 45° sind, beträgt der Faktor $k_{ax} = 1$.

$$k_{ax,Kopf} = 1$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 73,5}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 4657 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

Die Spitze der Schraube 1 wird mit einem Winkel von $22,8^\circ$ zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Spitze} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 25,8 + 1 \cdot 51,6 + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot 28,9}{25,8 + 51,6 + 28,9} = 0,840$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,840 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 96,1}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 5120 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max\{4657\} \\ 1348 \\ 5120 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 4657 \text{ N}$$

Schraube 2

Schraube 2 besitzt eine Länge von 360 mm und wird mit einem Winkel von 39,1° zur Decklage des Einhängeelements eingedreht. Zudem wird auch diese Schraube um die z-Achse um 45° geneigt. In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Kopf} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 39,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (31,7 + 31,7) + 1 \cdot (31,7 + 19,3)}{31,7 + 31,7 + 31,7 + 19,3} = 0,949$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,949 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 114,4}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 6879 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

Die Spitze der Schraube 2 wird mit einem Winkel von 17,1° zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Spitze} = \frac{\left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 17,1^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (38,1 + 34,1) + 1 \cdot 68,2}{34,0 + 68,1 + 38,3} = 0,776$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,776 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 140,3}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 6898 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 6879 \\ 1348 \} \\ 6898 \\ 20000 N \end{array} \right\} = 6879 N$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes in z-Richtung

Unter Berücksichtigung der Einschraubwinkel ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit es Schraubenkreuzes in z-Richtung von:

$$F_{ax,Rd} = 4657 \cdot \cos(67,2) + 6879 \cdot \cos(72,9) = 3827 N$$

Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes in z-Richtung

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (5.91) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube 1} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 73,5 \cdot 96,1}{73,5 + 96,1} = 8329 N/mm$$

$$K_{ser,ax,Schraube 2} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 114,4 \cdot 140,4}{114,4 + 140,4} = 12607 N/mm$$

$$K_{ser,z,Schraubenkreuz} = 8329 \cdot \cos(67,2) + 12607 \cdot \cos(72,9) = 6935 N/mm$$

TRAGFÄHIGKEIT IN X-RICHTUNG:

Die Tragfähigkeit der Schrauben berechnet sich für die x-Richtung analog wie für die z-Richtung, jedoch mit anderen Einbindetiefen. Die Faktoren k_{ax} bleiben gleich.

Schraube 1:

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 95,9}{1} \cdot \left(\frac{350}{350} \right)^{0,8} = 6076 N$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,840 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 125,3}{1} \cdot \left(\frac{350}{350} \right)^{0,8} = 6669 N$$

$$F_{ax,Schraube1,Rd} = \min \{ 6076 \} = 6076 N$$

Schraube 2

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,949 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 154,6}{1} \cdot \left(\frac{350}{350} \right)^{0,8} = 9296 N$$

$$F_{ax,SpitzeRd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,776 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 189,8}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 9331 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube2,Rd} = \min \left\{ \begin{matrix} 9296 \\ 9331 \end{matrix} \right\} = 9296 \text{ N}$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Schraubenkreuzes in x-Richtung

Unter Berücksichtigung der Einschraubwinkel ergibt sich ein Bemessungswert der Tragfähigkeit es Schraubenkreuzes in x-Richtung des Liniengelenks von:

$$F_{ax,Rd} = (6076 + 9296) \cdot \cos(45) = 10870 \text{ N}$$

Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes in x-Richtung

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (5.91) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube\ 1} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 95,9 \cdot 125,3}{95,9 + 125,3} = 10865 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,ax,Schraube\ 2} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{ef1} + l_{ef2}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 154,6 \cdot 189,8}{154,6 + 189,8} = 17040 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,x,Schraubenkreuz} = (10865 + 17040) \cdot \cos(45) = 19732 \text{ N/mm}$$

5-6.6.4 Detail C – „Stoßdeckungsleiste“

Die Fugenkräfte n und v_y werden über eine einschnittige Holz-Holz-Nagelverbindung übertragen. Über das Stoßdeckungsleiste wird die Fugenquerkraft v_z übertragen (siehe Abbildung 5.39).

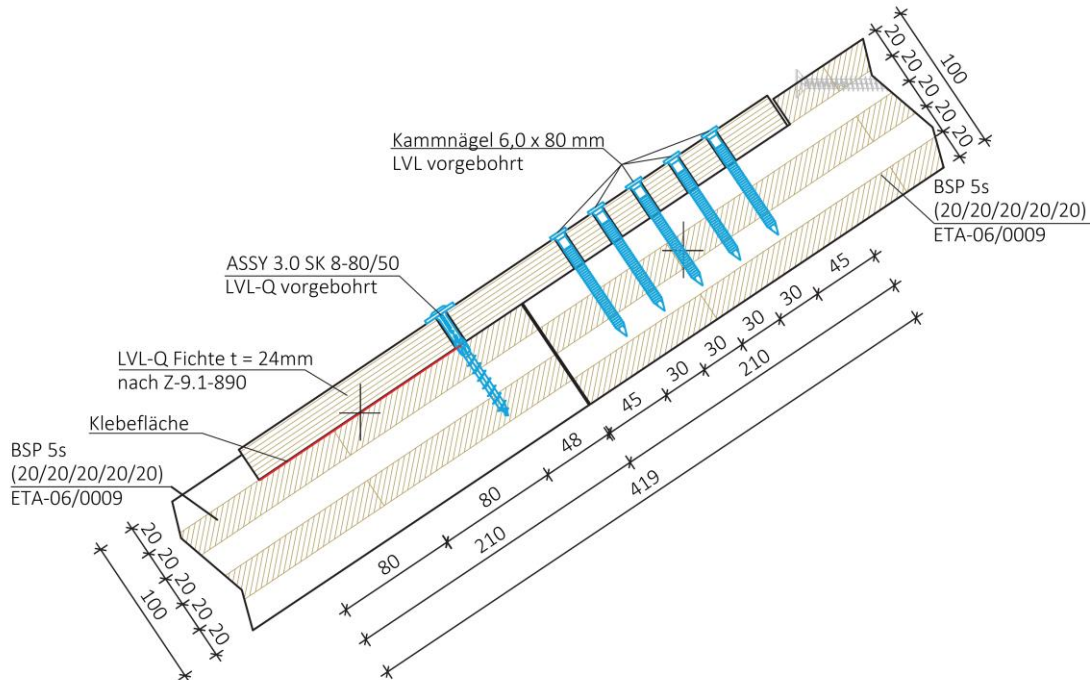


Abbildung 5.39 Detail C – „Stoßdeckungsleiste“

Berechnung Tragfähigkeit Nagel:

Die Tragfähigkeit wurde für einen Kammnagel 6,0 x 80 mm berechnet.

Berechnung der Lochleibungsfestigkeit für vorgebohrte Löcher in LVL-Q nach Z-9.1-890 [84]
 Formel (11):

$$f_{h,k} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k}{k_c \cdot \cos^2 \beta + \sin^2 \beta} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 6) \cdot 480}{1,5 \cdot \cos^2 90 + \sin^2 90} = 37,00 \text{ N/mm}^2$$

mit:

$$k_c = \frac{1}{\max \left\{ \begin{array}{l} 1 - 2/d \\ 0,333 \end{array} \right\}} = \frac{1}{\max \left\{ \begin{array}{l} 1 - 2/6 \\ 0,333 \end{array} \right\}} = 1,5$$

Die Lochleibungsfestigkeit für profilierte Nägel, die ohne Vorbohren in Seitenflächen eingeschlagen werden, darf nach [54] (NA.K.8) unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung mit der nachfolgenden Gleichung ermittelt werden:

$$f_{h,k} = 60 d^{-0,5} = 60 \cdot 6^{-0,5} = 24,50 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 180 \cdot d^{2,6} = 180 \cdot 6^{2,6} = 18987 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = \frac{24,50}{37,00} = 0,662$$

Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$F_{v,k,(a)} = 37,00 \cdot 24 \cdot 6 = 5328 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 24,50 \cdot 56 \cdot 6 = 8230 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{37,00 \cdot 24 \cdot 6}{1 + 0,662} \left[\sqrt{0,662 + 2 \cdot 0,662^2 \cdot \left[1 + \frac{56}{24} + \left(\frac{56}{24} \right)^2 \right] + 0,662^3 \left(\frac{56}{24} \right)^2} - 0,662 \left(1 + \frac{56}{24} \right) \right]$$

$$= 3031 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{37,00 \cdot 24 \cdot 6}{2 + 0,662} \left[\sqrt{2 \cdot 0,662 \cdot (1 + 0,662) + \frac{4 \cdot 0,662 \cdot (2 + 0,662) \cdot 18987}{37,00 \cdot 6 \cdot 24^2}} - 0,662 \right]$$

$$= 2396 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{37,00 \cdot 56 \cdot 6}{1 + 2 \cdot 0,662} \left[\sqrt{2 \cdot 0,662^2 \cdot (1 + 0,662) + \frac{4 \cdot 0,662 \cdot (1 + 2 \cdot 0,662) \cdot 18987}{37,00 \cdot 6 \cdot 56^2}} - 0,662 \right]$$

$$= 3441 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,662}{1 + 0,662}} \cdot \sqrt{2 \cdot 18987 \cdot 37,00 \cdot 6} = 2980 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 5328 \text{ N} \\ 8230 \text{ N} \\ 3031 \text{ N} \\ 2396 \text{ N} \\ 3441 \text{ N} \\ 2980 \text{ N} \end{array} \right\} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 2396 \text{ N} = 1725 \text{ N}$$

Berechnung der lateralen Steifigkeit pro Nagel

Die Steifigkeit eines Nagels in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (5.87) berechnet:

$$K_{ser,lat,Nagel} = \rho_m^{1,5} d/23 = 2 \cdot (\sqrt{530 \cdot 420})^{1,5} \cdot 8/23 = 3565 \text{ N/mm}$$

Herausziehtragfähigkeit ASSY 3.0 SK 8-80/50 Teilgewindeschraube

Die ASSY 3.0 SK 8-80/50 Teilgewindeschraube wird um 90° zur Decklage eingeschraubt. Somit beträgt der Faktor $k_{ax} = 1,0$, da der Winkel α größer gleich 45° ist.

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 10 \cdot 22^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 3485 N$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 50}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 3168 N$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{12000}{1,1} = 10909 N$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3485 \\ 3168 \\ 10909 \end{array} \right\} = 3168 N$$

5-6.6.5 Detail D – „Versatz“

Die Schraube 1 wird verwendet, um die Normalkraft n entlang des Liniengelenks aufzunehmen. Folglich wird diese horizontal mit einem Winkel von 45° eingedreht. Die Gelenkquerkräfte v_y und v_z werden durch einen Versatz aufgenommen. Dabei werden die Kräfte in die entsprechende Richtung umgerechnet und anschließend mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ ausgewertet. Das Detail D – „Versatz“ ist Abbildung 5.40 dargestellt.

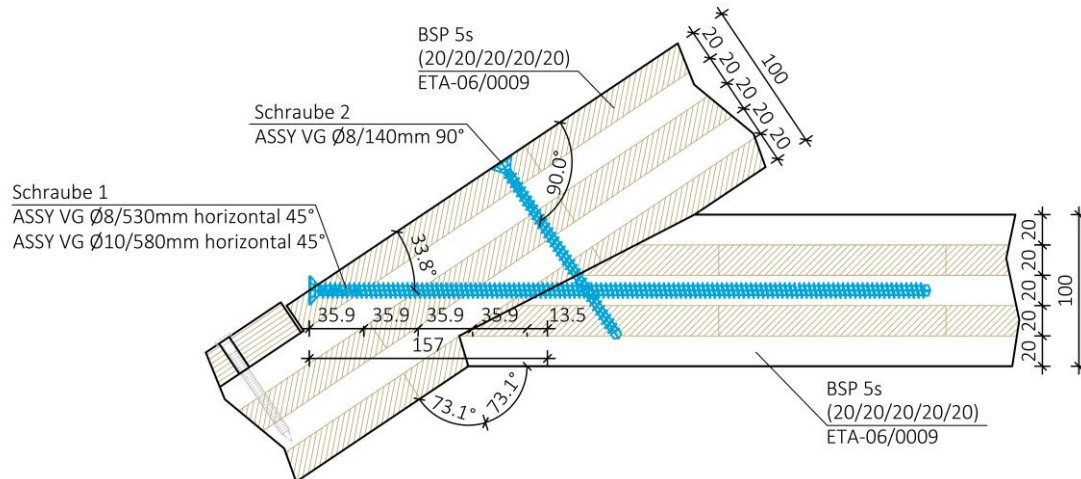


Abbildung 5.40 Detail D – „Versatz“

Um die Verbindungsmittelanzahl zu reduzieren, wurde das Liniengelenk in drei Bereiche unterteilt:

- Bereich 1: $x = 0,00 \text{ m}$ bis $x = 2,50 \text{ m}$ mit VGS 10/580mm
- Bereich 2: $x = 2,50 \text{ m}$ bis $x = 19,50 \text{ m}$ mit VGS 8/530mm
- Bereich 3: $x = 19,50 \text{ m}$ bis $x = 22,00 \text{ m}$ mit VGS 10/580mm

TRAGFÄHIGKEIT DER SCHRAUBE ASSY VG 8/530 MM

Wie einführend erwähnt, wird die Schraube ASSY VG 8/530 mm horizontal in x-Richtung mit einem Winkel von 45° eingedreht. Der Winkel zur Decklage beträgt $33,8^\circ$. In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden:

$$k_{ax,Kopf} = \frac{1 \cdot (35,9 + 35,9 + 13,5) + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 33,8^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (35,9 + 35,9)}{35,9 + 35,9 + 35,9 + 35,9 + 13,5} = 0,920$$

$$l_{ef} = \frac{157,2}{\cos(45)} = 222,3 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_\beta} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_d}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,920 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 222,3}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 12958 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 12^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 1348 \text{ N}$$

$$F_{ax,spitze,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 20 \cdot 8^{0,8} \cdot (530 - 222,3)^{0,9} = 13187 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{22000}{1,1} = 20000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 12958 \\ 1348 \} \\ 13187 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 12958 \text{ N}$$

Tragfähigkeit der Schraube in x-Richtung:

Die axiale Tragfähigkeit der Schraube wird in Fugenrichtung nachfolgend umgerechnet:

$$F_{ax,Rd} = F_{ax,Schraube,Rd} \cdot \cos \alpha = 13187 \cdot \cos 45 = 9325 \text{ N}$$

Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung:

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (5.91) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 222,3 \cdot (530 - 222,3)}{530} = 25812 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,x,Schraube} = K_{ser,ax,Schraube} \cdot \cos(\alpha) = 25812 \cdot \cos(45) = 18252 \text{ N/mm}$$

TRAGFÄHIGKEIT DER SCHRAUBE ASSY VG 10/580 MM

Die Schraube ASSY VG 10/580 mm wird, wie bereits für die Schraube ASSY VG 8/530 mm beschrieben, horizontal in x-Richtung mit einem Winkel von 45° eingedreht. Der Winkel zur Decklage beträgt 33,8°. In diesem Fall muss der Faktor k_{ax} über die Schraubenlänge gewichtet werden. Dieser kann von der Berechnung der Schraube ASSY VG 8/530 mm übernommen werden.

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{0,920 \cdot 11 \cdot 10 \cdot 222,3}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 16198 \text{ N}$$

$$F_{head,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 13 \cdot 15^2 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 2106 \text{ N}$$

$$F_{ax,spitze,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 20 \cdot 10^{0,8} \cdot (580 - 222,3)^{0,9} = 18052 \text{ N}$$

$$F_{tens,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_M} = \frac{33000}{1,1} = 30000 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 16198 \\ 2106 \} \\ 18052 \\ 30000 \text{ N} \end{array} \right\} = 16198 \text{ N}$$

Tragfähigkeit der Schraube in x-Richtung:

Die axiale Tragfähigkeit der Schraube wird in Fugenrichtung nachfolgend umgerechnet:

$$F_{ax,,Rd} = F_{ax,Schraube,Rd} \cdot \cos \alpha = 16198 \cdot \cos 45 = 11453 \text{ N}$$

Berechnung der Steifigkeit eines Schraubenkreuzes bei axialer Beanspruchung:

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (5.91) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 10 \cdot 222,3 \cdot (580 - 222,3)}{580} = 34274 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser,x,Schraube} = K_{ser,ax,Schraube} \cdot \cos(\alpha) = 34274 \cdot \cos(45) = 24236 \text{ N/mm}$$

5-6.6.6 Detail E – „First“

Um die auftretenden Kräfte aufzunehmen, wurde der First in drei Bereiche unterteilt:

- Bereich 1: x = 0,00 m bis x = 0,75 m mit VGS 10/400mm
- Bereich 2: x = 0,75 m bis x = 21,25 m mit VGS 8/380mm
- Bereich 3: x = 21,25 m bis x = 22,00 mit VGS 10/400mm

Um die auftretenden Längskräfte aufzunehmen, werden die Schrauben ASSY VG 10/400 mm und ASSY VG 8/380mm in Längsrichtung um den Winkel von 45° geneigt. Die Verbindungsgeometrien werden nachfolgend in Abbildung 5.42 und Abbildung 5.41 dargestellt.

BEREICH 1 UND 3: TRAGFÄHIGKEIT ASSY VG 10/400

Im Bereich 1 und 3 werden Vollgewindeschrauben des Typs ASSY VG Plus 10/400 mm verwendet. Die Spitze der Schraube wird mit einem Winkel von 45° zur Decklage in die Seitenwand eingedreht. Zusätzlich wird sie um 45° in Firstrichtung eingedreht. Da die beide Winkel größer als 45° sind, beträgt $k_{ax} = 1$.

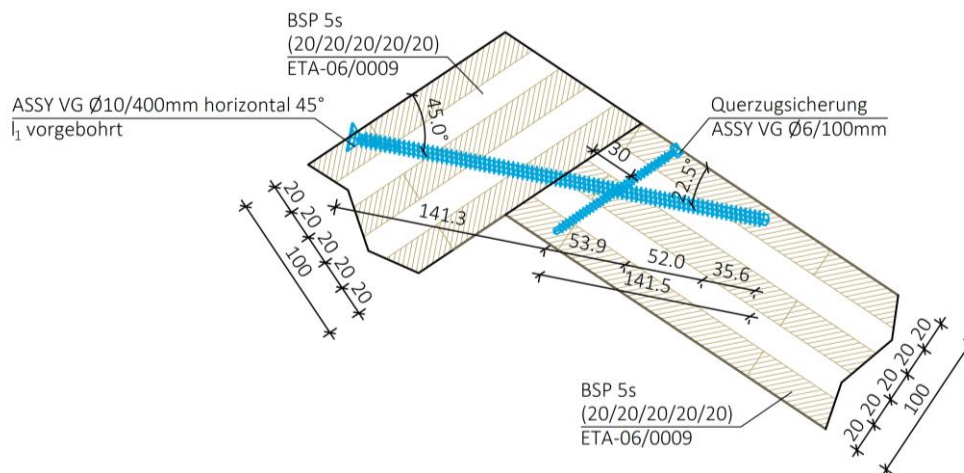


Abbildung 5.41 Detail E – „First“ – Bereich 1 und 3

$$l_{ef,Kopf} = \frac{100}{\cos^2(45)} = 200 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 10 \cdot 200}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 22000 \text{ N}$$

$$k_{ax,Spitze} = \frac{1 \cdot (28,2 + 35,7) + \left(0,3 + \frac{0,7 \cdot 22,5^\circ}{45^\circ}\right) \cdot (75,9)}{28,2 + 35,7 + 75,9} = 0,911$$

$$l_{ef,Spitze} = l_{Schraube} - l_{ef,Kopf} = 400 - 200 = 200 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Spitze,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{\gamma_M \cdot k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9 \cdot 0,911 \cdot 11 \cdot 10 \cdot 200}{1,25 \cdot 1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 20042 \text{ N}$$

Schraube „knicken“:

Da die Schraube im Bereich 1 und 3 auf Druck beansprucht wird, muss zusätzlich die Tragfähigkeit auf Knicken der Schraube überprüft werden. Für die elastische Bettung wird der Winkel α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung auf der sicheren Seite liegend 0° gesetzt.

$$N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{6,2^2}{4} \cdot 1000 = 30191 \text{ N}$$

$$c_h = (0,19 + 0,012 \cdot 8) \cdot 350 \cdot \left(\frac{90^\circ + 0^\circ}{180^\circ}\right) = 50,05$$

$$E_s = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_s = \frac{\pi \cdot d_1^4}{64} = \frac{\pi \cdot 6,2^4}{64} = 72,53$$

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} = \sqrt{54,25 \cdot 210000 \cdot 72,53} = 28746 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} = \sqrt{\frac{30191}{28746}} = 1,02$$

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2\right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (1,02 - 0,2) + 1,02^2\right] = 1,23$$

$$\bar{\lambda}_k > 0,2 \rightarrow \kappa_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} = \frac{1}{1,23 + \sqrt{1,23^2 - 1,02^2}} = 0,526$$

$$F_{Knick} = \kappa_c \cdot \frac{N_{pl,k}}{\gamma_{m1}} = 0,526 \cdot \frac{30191}{1,1} = 15881 \text{ N}$$

Tragfähigkeit der Schraube in axialer Richtung:

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 22000 \\ 1348 \} \\ 20042 \\ 15881 \end{array} \right\} = 15881 \text{ N}$$

Tragfähigkeit der Schraube in X- bzw. Y-Richtung:

Die axiale Tragfähigkeit der Schraube wird in Fugenrichtung nachfolgend umgerechnet:

$$F_{ax,Rd,x} = F_{ax,Rd,y} = F_{ax,Schraube,Rd} \cdot \cos(45) = 15881 \cdot \cos(45) = 7941 \text{ N}$$

Steifigkeit der Schraube in X- bzw. Y-Richtung:

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (5.91) berechnet:

$$K_{Ser,ax,Schraube} = \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 10 \cdot 200 \cdot 200}{400} = 25000 \text{ N/mm}$$

$$K_{Ser,x,Schraube} = K_{Ser,y,Schraube} = K_{Ser,ax,Schraube} \cdot \cos^2(45) = 25000 \cdot \cos^2(45) = 12500 \text{ N/mm}$$

BEREICH 2: TRAGFÄHIGKEIT ASSY VG 8/380MM

Der Kopf der Schraube ASSY VG 8/380mm wird in einem Winkel zur Deckfläche von 67,5° eingeschraubt. In Firstrichtung wird die Schraube in einem Winkel von 45° eingeschraubt. Da beide Winkel $\geq 45^\circ$ sind, darf k_{ax} mit 1 angenommen werden.

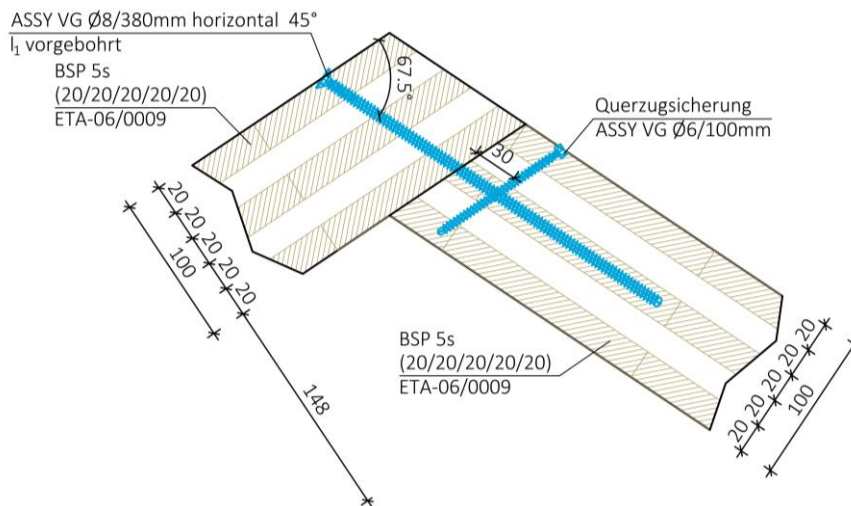


Abbildung 5.42 Detail E – „First“ – Bereich 2

$$k_{ax,Kopf} = 1$$

$$l_{ef} = 100 / \sin(67,5) / \sin(45) = 153 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Kopf,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \frac{1 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 153}{1} \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = 9694 \text{ N}$$

$$F_{ax,spitze,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 20 \cdot 8^{0,8} \cdot (380 - 153)^{0,9} = 10029 \text{ N}$$

$$F_{ax,Schraube,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ 9694 \\ 1348 \} \\ 10029 \\ 20000 \text{ N} \end{array} \right\} = 9694 \text{ N}$$

Tragfähigkeit der Schraube in x-Richtung

$$F_{ax,Rd} = F_{ax,Schraube,Rd} \cdot \cos \alpha = 9694 \cdot \cos 45 = 6855 \text{ N}$$

Berechnung der Steifigkeit bei axialer Beanspruchung:

Die Steifigkeit auf „Herausziehen“ wurde nach Gleichung (5.91) berechnet:

$$K_{ser,ax,Schraube} \frac{25 \cdot d \cdot l_{ef1} \cdot l_{ef2}}{l_{Schraube}} = \frac{25 \cdot 8 \cdot 153 \cdot (380 - 153)}{380} = 18280 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser} = K_{ser,ax,Schraube} \cdot \cos(\alpha) = 18280 \cdot \cos(45) = 12926 \text{ N/mm}$$

Laterale Tragfähigkeit:

Die Lochleibungsfestigkeit des Kopfes der Schraube ASSY VG 8/380 mm in der Deckfläche des Einhängeelements wird für vorgebohrte Bauteile für den Winkel $\alpha = 67,5^\circ$ berechnet. Zusätzlich wird die Lochleibungsfestigkeit abgemindert, indem der Winkel $\varepsilon = 90^\circ$ zwischen Kraft und Faserrichtung der Decklage berücksichtigt wird. Dies stellt eine konservative Annahme dar.

$$f_{h,Kopf,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{0,082 \cdot 350 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8)}{2,5 \cdot \cos^2 67,5 + \sin^2 67,5} = 21,65 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,\alpha,Kopf,k} = \frac{f_{h,k}}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \varepsilon + \cos^2 \varepsilon}$$

$$= \frac{21,65}{(1,35 + 0,015 \cdot 8) \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 14,73 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,Spitze,k} = 20 d^{-0,5} = 20 \cdot 8^{-0,5} = 7,07 \text{ N/mm}^2$$

Die laterale Tragfähigkeit der Schraube wird für die nachfolgenden Einbindetiefen berechnet. Auf der sicheren Seite liegend wird in der Berechnung der Seileffekt vernachlässigt.

$$t_1 = 100 \text{ mm}$$

$$t_2 = (380 \cdot \sin(45) - 100/\sin(67,5))/\sin(67,5) = 148 \text{ mm}$$

$$M_{y,k} = 23000 \text{ Nmm}$$

$$\beta = \frac{f_{h,Spitze,k}}{f_{h,Kopf,k}} = \frac{7,07}{14,73} = 0,480$$

$$F_{v,k,(a)} = 14,73 \cdot 100 \cdot 8 = 11781 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 7,07 \cdot 148 \cdot 8 = 8372 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{14,73 \cdot 100 \cdot 8}{1 + 0,48} \left[\sqrt{0,48 + 2 \cdot 0,48^2 \cdot \left[1 + \frac{148}{100} + \left(\frac{148}{100} \right)^2 \right] + 0,48^3 \left(\frac{148}{100} \right)^2} - 0,48 \left(1 + \frac{148}{100} \right) \right]$$

$$= 4021 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{14,73 \cdot 100 \cdot 8}{2 + 0,48} \left[\sqrt{2 \cdot 0,48 \cdot (1 + 0,48) + \frac{4 \cdot 0,48 \cdot (2 + 0,48) \cdot 23000}{14,73 \cdot 8 \cdot 100^2}} - 0,48 \right] = 3743 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{14,73 \cdot 148 \cdot 8}{1 + 2 \cdot 0,48} \left[\sqrt{2 \cdot 0,48^2 \cdot (1 + 0,48) + \frac{4 \cdot 0,48 \cdot (1 + 2 \cdot 0,48) \cdot 23000}{14,73 \cdot 8 \cdot 148^2}} - 0,48 \right] = 3419 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,48}{1 + 0,48}} \cdot \sqrt{2 \cdot 23000 \cdot 14,73 \cdot 8} = 2156 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 11781 \text{ N} \\ 8372 \text{ N} \\ 4021 \text{ N} \\ 3743 \text{ N} \\ 3419 \text{ N} \\ 2156 \text{ N} \end{array} \right\} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 2156 \text{ N} = 1552 \text{ N}$$

Laterale Steifigkeit pro Schraubenkreuz

Die Steifigkeit in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (5.87) berechnet:

$$K_{ser,z,Schraube} = \rho_m^{1,5} d / 23 = (420)^{1,5} \cdot 8 / 23 = 2994 \text{ N/mm}$$

5-6.6.7 Detail F – „Schott-links/rechts“

Aufgrund der auftretenden Gelenksnormalkräfte wurde die Verbindung über ein dreidimensionales Lochblech ausgeführt. Dabei wurde hinsichtlich der Montierbarkeit zwischen Falwerk und Schott eine zweischnittige Stabdübelverbindung in der Schmalseite des Schotts gewählt. Die Lasteinleitung in die Seitenfläche des BSP-Faltwerkes wurde, wie Abbildung 5.43 dargestellt, über eine Kammnagelverbindung gelöst.

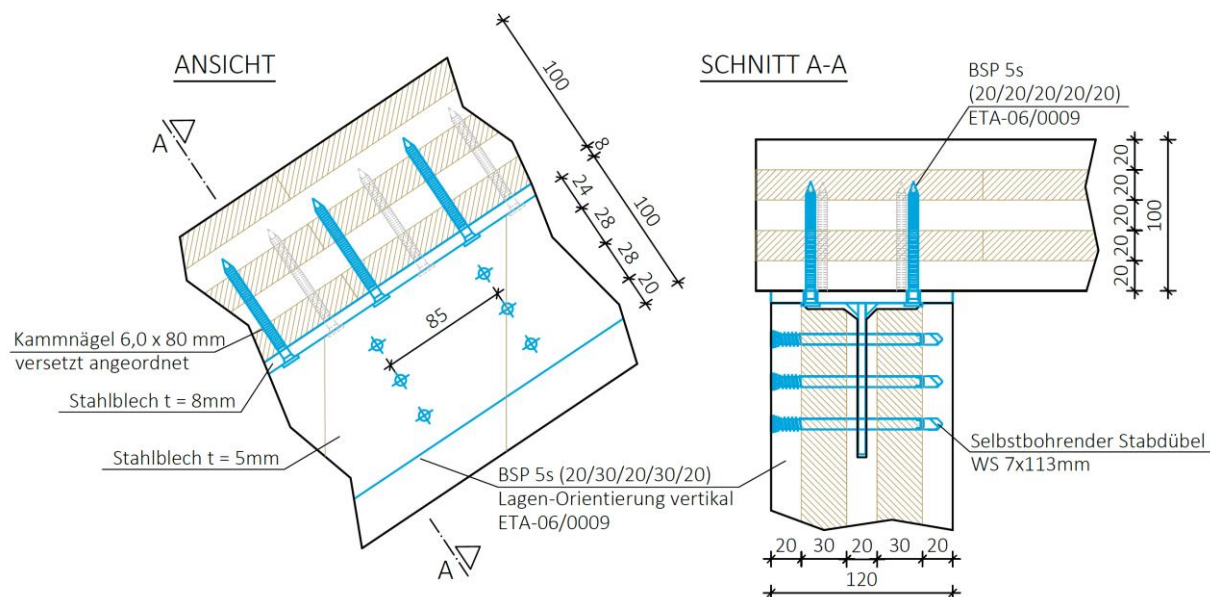


Abbildung 5.43 Detail F – „Schott-links/rechts“

TRAGFÄHIGKEIT KAMMNÄGEL

Die Dicke des Stahlblechs wurde größer als der Nageldurchmesser gewählt, damit dieses als „dickes Blech“ eingestuft wird. Damit kommen die Versagensmechanismen (c), (d) und (e) für Stahl-Holz-Verbindungen nach [54] zu Anwendung, womit eine höhere Tragfähigkeit im Vergleich zu einem „dünnen Blech“ erzielt wird.

$$t_1 = l - t_{Blech} = 80 - 72 \text{ mm}$$

Die Lochleibungsfestigkeit für profilierte Nägel, die ohne Vorbohren in Seitenflächen eingeschlagen werden, darf nach [54] (NA.K.8) unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung mit der nachfolgenden Gleichung ermittelt werden:

$$f_{h,k} = 60 \cdot d^{-0,5} = 60 \cdot 6^{-0,5} = 24,50 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 180 \cdot d^{2,6} = 180 \cdot 6^{2,6} = 18987 \text{ Nmm}$$

In der Berechnung der Tragfähigkeit des Nagels wurde der Seileffekt auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 24,50 \cdot 52 \cdot 6 \\ 24,50 \cdot 52 \cdot 6 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 18987}{24,59 \cdot 24,50^2 \cdot 6}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{18987 \cdot 24,59 \cdot 6} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 7642 \\ 3670 \\ 3842 \end{array} \right\} = 3670 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3670 \text{ N} = 2642 \text{ N}$$

TRAGFÄHIGKEIT STABDÜBEL

Für die Lateinleitung des Schotts wurde eine zweischrittige Stabdübelverbindung gewählt. Für eine leichte Montage wurden selbstbohrende Stabdübel des Typs WS 7 x 113 mm gewählt.

Die Lochleibungsfestigkeit wird für Stabdübel- oder Bolzenverbindungen in Seitenflächen nach ETA - 06/0009 [52] berechnet. Zusätzlich wird die Lochleibungsfestigkeit abgemindert, indem der Winkel $\varepsilon = 90^\circ$ zwischen Kraft und Faserrichtung der Decklage berücksichtigt wird, wie es ÖNORM B 1995-1-1 für Bolzen vorsieht. Dies stellt eine konservative Annahme dar.

$$f_{h,k} = \frac{32 (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 (1 - 0,015 \cdot 7)}{1,1 \sin^2 90 + \cos^2 90} = 26,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

In der Berechnung der Tragfähigkeit des Stabdübels pro Scherfuge wurde der Seileffekt auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Die Tragfähigkeit wird für eine Einbindetiefe von 48 mm berechnet.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 26,04 \cdot 48 \cdot 7 \\ 26,04 \cdot 48 \cdot 7 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 31930}{26,04 \cdot 48^2 \cdot 7}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{31930 \cdot 26,04 \cdot 7} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 8748 \\ 4531 \\ 5548 \end{array} \right\} = 4531 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 4531 = 3262 \text{ N}$$

STEIFIGKEIT VERBINDUNG

Bei der Verbindung „Schott-links/rechts“ handelt es sich um ein in Reihe geschaltetes System der Steifigkeiten aus Kammnägeln und Stabdübel. Da die Anzahl der erforderlichen Verbindungsmittel abhängig von der einwirkenden Kraft ist, wird die Gesamtsteifigkeit pro Meter in Kapitel 5-6.7.9 berechnet. In diesem Kapitel wird lediglich die Steifigkeit pro Verbindungsmittel und Scherfuge berechnet. Bei Stahlblech-Holz- oder Beton-Holz-Verbindungen darf der Verschiebemodul K_{ser} mit dem Faktor 2,0 multipliziert werden. Die Steifigkeiten werden nach ÖNORM B 1995-1-1:2015 Tabelle 7.1 [54] berechnet:

Laterale Steifigkeit Kammnagel (nicht vorgebohrt):

Die Steifigkeit eines Nagels in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (5.88) berechnet:

$$K_{ser,Nagel} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} d^{0,8}}{30} = 2 \cdot (420)^{1,5} \cdot \frac{6^{0,8}}{30} = 2406 \text{ N/mm}$$

Laterale Steifigkeit Stabdübel:

Die Steifigkeit eines Stabdübel in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (5.87) berechnet:

$$K_{ser,Stabdübel} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} d}{23} = 2 \cdot (420)^{1,5} \cdot \frac{7}{23} = 5239 \text{ N/mm}$$

5-6.6.8 Detail G – „Schott unten“

Aufgrund der Liniengelenksnormalkraft n und einer leichten Montage wurde die Tragfähigkeit über eine lateralbeanspruchtes Verbindungsmittel berechnet. Die Schlüsselschraube KOP M12/220 mm wurde aufgrund ihres höheren Fließmoments im Vergleich zu einer ASSY VG-Schraube mit einem Durchmesser von 12 mm gewählt. Die Geometrie der Verbindung ist in Abbildung 5.44 dargestellt.

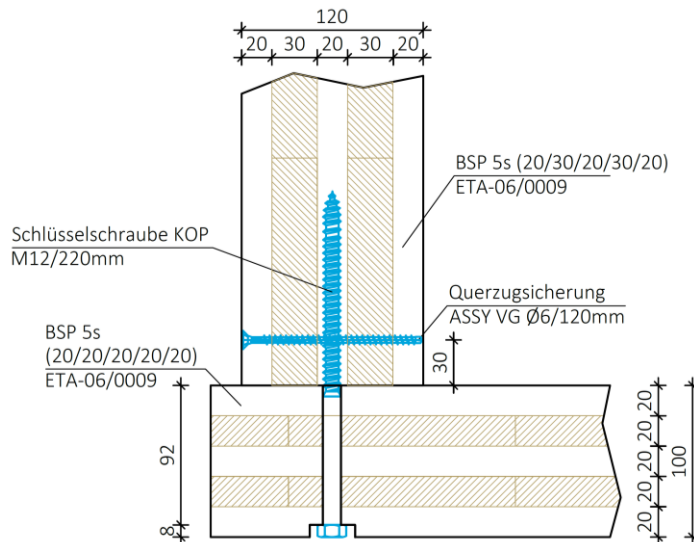


Abbildung 5.44 Detail G – „Schott unten“

Die Tragfähigkeit der Schlüsselschraube KOP wird abhängig von der Faserorientierung der Decklage für folgende Einbindetiefen berechnet:

$$t_1 = t_{clt} - k - t_{Unterlegscheibe} = 100 - 8 = 92 \text{ mm}$$

$$t_2 = l_{KOP} - t_1 = 220 - 92 = 128 \text{ mm}$$

Auf der sicheren Seite liegend wird in der nachfolgenden Ermittlung der Tragfähigkeit der Seileffekt vernachlässigt.

TRAGFÄHIGKEIT IN TANGENTIALER RICHTUNG DES SCHOTTS:

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit in Liniengelenksrichtung berechnet sich für die Seitenfläche für den Winkel zur Deckfläche $\alpha = 90^\circ$ nach ÖNORM B 1995-1-1 [54] wie folgt:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 12)}{1,1 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90} = 23,85 \text{ N/mm}^2$$

Nach ETA-06/0009 [52] Kap. 2.2 kann die charakteristische Lochleibungsfestigkeit von Bolzen in Schmalseiten wie folgt berechnet werden:

$$f_{h,k} = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot d) = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot 12) = 7,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = \frac{7,16}{23,85} = 0,30$$

$$M_{y,k} = 65700 \text{ N/mm}$$

$$F_{v,k,(a)} = 23,85 \cdot 92 \cdot 12 = 26335 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 7,16 \cdot 128 \cdot 12 = 11004 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{23,85 \cdot 92 \cdot 12}{1 + 0,30} \left[\sqrt{0,30 + 2 \cdot 0,30^2 \cdot \left[1 + \frac{128}{92} + \left(\frac{128}{92} \right)^2 \right] + 0,30^3 \left(\frac{128}{92} \right)^2} - 0,30 \left(1 + \frac{128}{92} \right) \right] = 7016 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{23,85 \cdot 92 \cdot 12}{2 + 0,30} \left[\sqrt{2 \cdot 0,30 \cdot (1 + 0,30) + \frac{4 \cdot 0,30 \cdot (2 + 0,30) \cdot 65700}{23,85 \cdot 12 \cdot 92^2}} - 0,30 \right] = 7511 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{23,85 \cdot 128 \cdot 12}{1 + 2 \cdot 0,30} \left[\sqrt{2 \cdot 0,30^2 \cdot (1 + 0,30) + \frac{4 \cdot 0,30 \cdot (1 + 2 \cdot 0,30) \cdot 65700}{23,85 \cdot 12 \cdot 128^2}} - 0,30 \right] = 5073 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,30}{1 + 0,30}} \cdot \sqrt{2 \cdot 65700 \cdot 23,85 \cdot 12} = 4794 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 26335 \text{ N} \\ 11004 \text{ N} \\ 7016 \text{ N} \\ 7511 \text{ N} \\ 5073 \text{ N} \\ 4794 \text{ N} \end{array} \right\} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 4794 \text{ N} = 3452 \text{ N}$$

TRAGFÄHIGKEIT IN RADIALER RICHTUNG DES SCHOTTS:

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit in Liniengelenksrichtung berechnet sich für die Seitenfläche für den Winkel zur Deckfläche $\alpha = 0^\circ$ nach ÖNORM B 1995-1-1 [54] wie folgt:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 12)}{1,1 \cdot \sin^2 0 + \cos^2 0} = 26,24 \text{ N/mm}^2$$

Nach ETA-06/0009 [52] Kap. 2.2 darf die charakteristische Lochleibungsfestigkeit von Bolzen in Schmalseiten wie folgt berechnet werden:

$$f_{h,k} = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot d) = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot 12) = 7,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = \frac{7,16}{26,24} = 0,27$$

$$F_{v,k,(a)} = 26,24 \cdot 92 \cdot 12 = 28969 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(b)} = 7,16 \cdot 128 \cdot 12 = 11004 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(c)} = \frac{26,24 \cdot 92 \cdot 12}{1 + 0,27} \left[\sqrt{0,27 + 2 \cdot 0,27^2 \cdot \left[1 + \frac{128}{92} + \left(\frac{128}{92} \right)^2 \right] + 0,27^3 \left(\frac{128}{92} \right)^2} - 0,27 \left(1 + \frac{128}{92} \right) \right] = 7410 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(d)} = 1,05 \cdot \frac{26,24 \cdot 92 \cdot 12}{2 + 0,27} \left[\sqrt{2 \cdot 0,27 \cdot (1 + 0,27) + \frac{4 \cdot 0,27 \cdot (1 + 2 \cdot 0,27) \cdot 65700}{26,24 \cdot 12 \cdot 92^2}} - 0,27 \right] = 7984 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(e)} = 1,05 \cdot \frac{26,24 \cdot 128 \cdot 12}{1 + 2 \cdot 0,27} \left[\sqrt{2 \cdot 0,27^2 \cdot (1 + 0,27) + \frac{4 \cdot 0,27 \cdot (1 + 2 \cdot 0,27) \cdot 65700}{26,24 \cdot 12 \cdot 128^2}} - 0,27 \right] = 5109 \text{ N}$$

$$F_{v,k,(f)} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,27}{1 + 0,27}} \cdot \sqrt{2 \cdot 65700 \cdot 26,24 \cdot 12} = 4845 \text{ N}$$

$$F_{v,d} = \frac{0,9}{1,25} \cdot \min \begin{pmatrix} 28969 \text{ N} \\ 11004 \text{ N} \\ 7410 \text{ N} \\ 7984 \text{ N} \\ 5109 \text{ N} \\ 4845 \text{ N} \end{pmatrix} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 4845 \text{ N} = 3488 \text{ N}$$

STEIFIGKEIT VERBINDUNG

Die Steifigkeit des Schraubenkreuzes in lateraler Richtung wurde nach Gleichung (5.87) berechnet:

$$K_{ser,KOP} = \rho_m^{1,5} d/23 = (420)^{1,5} \cdot 12/23 = 4491 \text{ N/mm}$$

5-6.7 NACHWEIS VERBINDUNGEN

Nachfolgend werden die Nachweise der Verbindungsmittel geführt. Durch den iterativen Prozess wurden die Nachweise der Verbindungen geführt und anschließend die Verschiebemoduln im Statikprogramm „RFEM“ implementiert. Dies wurde so lange durchgeführt bis sich keine Umlagerung der Schnittkräfte in den Verbindungsmitteln ergab.

Für axial belastete Verbindungsmittel wurde eine effektive Verbindungsmittelzahl $n_{ef} = 0,9 \cdot n$ gewählt. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite. Für Verbindungsmittel, welche lateral beansprucht werden, wurde eine effektive Verbindungsmittelzahl $n_{ef} = n$ nach ETA-06/0009 [52] gewählt.

Für den Verfasser erscheint es für sinnvoll, für die Verbindungen „Stoßdeckungsleiste“, „Schrauben 45°“ und „Schrauben 90°“ den Nachweis der Tragfähigkeit über die Bauteillänge zu führen. Deshalb wird vorher kurz auf die Berechnung einer resultierenden Liniengelenkskraft eingegangen. Da die statische Berechnung mit dem Programm „RFEM“ durchgeführt wurde, werden die Bezeichnungen der Gelenkskräfte übernommen.

5-6.7.1 Input: Berechnung einer resultierenden Liniengelenkskraft

Die resultierenden Kräfte N_{res} und V_{res} der Liniengelenke können durch Auswertung des Integrals über die Gelenkslänge nach der Formel (5.92) bzw. (5.93) berechnet werden.

$$N_{res} = \int n \, dx = \sum N_{i,res} = \sum \frac{(n_L + n_R)}{2} \cdot a_{Netz} \quad (5.92)$$

$$V_{res} = \int v_y \, dx = \sum V_{i,res} = \sum \frac{(v_L + v_R)}{2} \cdot a_{Netz} \quad (5.93)$$

Hierbei bedeuten:

- n_L, n_R Gelenksnormalkräfte links bzw. rechts des Elementes;
- v_L, v_R Gelenksquerkräfte links bzw. rechts des Elementes;
- $N_{i,res}, V_{i,res}$ resultierende Schnittkraft des Elementes;
- N_{res}, V_{res} resultierende Kraft des Elementes.

Weiters kann aus den Gelenksquerkräften v_y bzw. v_z bezüglich des Gelenkschwerpunktes S_{Gelenk} das resultierende Moment M_{res} , (siehe Abbildung 5.45) wie folgt berechnet werden:

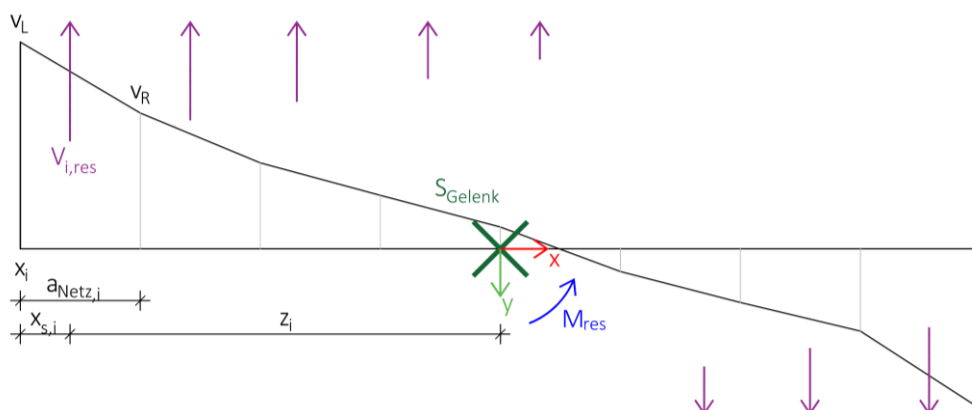


Abbildung 5.45 Momentengleichgewicht um Schwerpunkt S_{Gelenk} berechnet mit $V_{i,res}$

$$M_{res} = \sum (V_{i,res} \cdot z_i) \quad (5.94)$$

$$V_{i,res} = \frac{(v_L + v_R)}{2} \cdot a_{Netz} \quad (5.95)$$

$$z_i = x_i + x_s - \frac{l_{Gelenk}}{2} \quad (5.96)$$

$$x_s = \frac{(v_L + 2 \cdot v_R) \cdot a_{Netz}}{3 \cdot (v_L + v_R)} \quad (5.97)$$

$$V_{i,res} = \frac{(v_L + v_R)}{2} \cdot a_{Netz} \quad (5.98)$$

Hierbei bedeuten:

- M_{res} resultierendes Moment M_{res} ;
- z_i Hebel der resultierenden Schnittkraft des Elementes;
- $V_{i,res}$ resultierende Schnittkraft des Elementes;
- x_i Lage Gelenksquerkräfte links des Elementes;
- x_s Schwerpunkt des Elementes;
- l_{Gelenk} Liniengelenklänge;
- v_L, v_R Gelenksquerkräfte links bzw. rechts des Elementes;
- a_{Netz} Elementlänge.

Unter Anwendung des gezeigten Formelapparates wurden die resultierenden Liniengelenkskräfte für die ausgewiesenen Liniengelenke mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ berechnet und damit die Tragfähigkeit der Verbindung über die Bauteillänge nachgewiesen.

5-6.7.2 Input: kombinierte Beanspruchung

Nach ÖNORM EN 1995-1-1 müssen Schrauben, welche in axialer- und lateraler Richtung beansprucht werden, folgende Bedingung erfüllen:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (5.99)$$

5-6.7.3 Nachweis: Detail A – „Seitenwand“

Im Detail A – „Seitenwand“ werden die Schrauben in axialer und lateraler Richtung kombiniert beansprucht. Demnach wird der Nachweis nach (5.99) geführt. Es werden 8x ASSY plus VG 8/200 mm pro Laufmeter benötigt.

$$\left(\frac{-0,75}{2,112 \cdot 0,9 \cdot 8}\right)^2 + \left(\frac{22,15}{2,863 \cdot 8}\right)^2 = 0,94 \leq 1 \checkmark$$

Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter, zur Implementierung ins Berechnungsmodell, berechnet. Die Steifigkeit pro Schraube wurde in Kapitel 5-6.6.1 berechnet.

z-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“

$$K_{ser,z} = K_{ser,z,Schraube} \cdot n = 3677 \cdot 8 = 29416 \text{ kN/m}^2$$

x-Richtung des Liniengelenks - „Abscheren“

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraube} \cdot n = 2994 \cdot 8 = 23952 \text{ kN/m}^2$$

5-6.7.4 Nachweis: Detail B1 – „Schraubenkreuz 90°“

Bei dieser Verbindung wurden die Kräfte über die Elementlänge mit den beschriebenen Gleichungen aus Kapitel 5-6.7.1 mit Hilfe des Tabellenkalkulationsprogrammes „Excel“ berechnet. Es liegt eine kombinierte Beanspruchung des Schraubenkreuzes vor. Für eine Elementbreite von 3 m werden 12 Stück des „Schraubenkreuz 90°“ benötigt.

$$\left(\frac{26,03}{2,498 \cdot 12}\right)^2 + \left(\frac{4,63}{3,827 \cdot 0,9 \cdot 12}\right)^2 = 0,77 \leq 1 \checkmark$$

Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindung pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit des Schraubenkreuzes wurde in Kapitel 5-6.6.2 berechnet. Da die Anzahl der Verbindungsmittel für die Elementbreite berechnet wurde, muss die Steifigkeit durch diese dividiert werden.

z-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“

$$K_{ser,z} = K_{ser,z,Schraubenkreuz} \cdot n / 3 \text{ m} = 7138 \cdot 12 / 3 \text{ m} = 28552 \text{ kN/m}^2$$

x-Richtung des Liniengelenks - „Abscheren“

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraube} \cdot n / 3 \text{ m} = 5988 \cdot 12 / 3 \text{ m} = 23952 \text{ kN/m}^2$$

5-6.7.5 Nachweis: Detail B2 – „Schraubenkreuz 45°“

Bei der Verbindung „Detail B2“ wurden die Kräfte über die Elementlänge mit den beschriebenen Gleichungen aus Kapitel 5-6.7.1 mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ berechnet. Es werden die Schrauben in zwei Richtungen axial beansprucht. Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$\sqrt{\left(\frac{N_{resEd}}{0,9 \cdot n \cdot 10,870}\right)^2 + \left(\frac{V_{res,Ed}}{0,9 \cdot n \cdot 3,837}\right)^2} \leq 1 \quad (5.100)$$

Die Nachweise wurden gesondert nach Elementbreite und Seite geführt. Die Nachweise wurden nach der Gleichung (5.99) in Tabelle 53 zusammengefasst.

Tabelle 53 Übersicht Nachweis: Detail B2 – „Schraubenkreuz 45°“, nach Elementbreite und Seite.

Seite	Elementbreite	Schraubenanzahl n	N_{resEd}	$V_{res,Ed}$	Nachweis
Lang	3 m	14	131,05 kN	2,25 kN	96%
Lang	2 m	10	80,63kN	5,18 kN	84%
Kurz	3 m	14	122,91 kN	2,59 kN	90%
Kurz	2 m	8	74,27 kN	4,25 kN	96%

Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindung pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit des Schraubenkreuzes wurde in Kapitel 5-6.6.3 berechnet. In Tabelle 54 wurden die Steifigkeiten in einer Übersicht, abhängig der Schraubenanzahl n und der Elementbreite b, zusammengefasst. Die Steifigkeiten wurden nachfolgenden Gleichungen berechnet, wobei die Verteilung der Schraubenkreuze zur Vereinfachung verschmiert über die Elementbreite angenommen wird:

z-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“:

$$K_{ser,z} = K_{ser,z,Schraubenkreuz} \cdot n / b = 6935 \text{ N/mm} \cdot n / b$$

x-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“:

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraubenkreuz} \cdot n / b = 19732 \cdot n / b$$

Tabelle 54 Übersicht der Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter des Liniengelenks Detail B2-„Schraubenkreuz 45°“

Seite	Elementbreite b	Schraubenanzahl n	$K_{ser,z}$	$K_{ser,x}$
Lang	3 m	14	32363 N/mm ²	92083 kN/m ²
Lang	2 m	10	34675 N/mm ²	98660 kN/m ²
Kurz	3 m	14	32363 N/mm ²	92083 kN/m ²
Kurz	2 m	8	27740 N/mm ²	78928 kN/m ²

5-6.7.6 Nachweis: Detail C – „Stoßdeckungsleiste“

Um die Kammnägeln aufgrund der vorhandenen Beanspruchung am effizientesten auszunutzen, wurden diese als Gruppe angeordnet (siehe Abbildung 5.46).

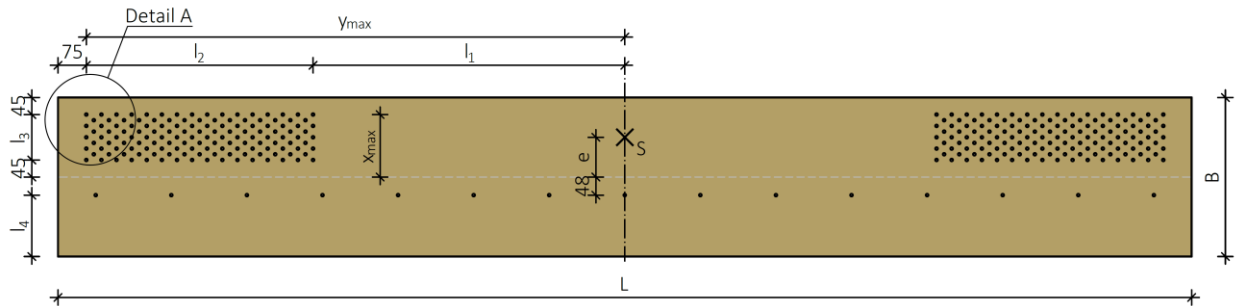


Abbildung 5.46 Allgemeine Darstellung „Stoßdeckungsleiste“

NACHWEIS DER NAGELVERBINDUNG

Der maximal beanspruchte Nagel der „Stoßdeckungsleiste“ wurde folglich mit Hilfe des I_p -Verfahrens berechnet. Da aufgrund der Verbindungsgeometrie Exzentrizitäten entstehen, kann damit die maximale Abscherbeanspruchung ermittelt werden. Die größte Abscherbeanspruchung ergibt sich für jenes Verbindungsmittel (im vorliegenden Fall: Kammnagel), welches den größten Hebelarm bezogen auf den Schwerpunkt der Verbindungsmittelgruppe aufweist. Die größte resultierende Kraft ergibt sich aus der ungünstigen Überlagerung aus Exzentrizitätsmoment und der einwirkenden Normal- und Querkraft. Dies kann mit nachfolgender Gleichung bestimmt werden:

$$F_{v,Nagel,max} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} < F_{v,Nagel,Rd} \quad (5.101)$$

$$F_{v,Nagel,x} = \frac{N_{res}}{n_{NÄGEL}} + \frac{M_{res} - N_{res} \cdot e}{I_p} \cdot y_{max} \quad (5.102)$$

$$F_{v,Nagel,y} = \frac{V_{res}}{n_{NÄGEL}} + \frac{M_{res} - N_{res} \cdot e}{I_p} \cdot x_{max} \quad (5.103)$$

Das polare Flächenträgheitsmoment kann, wie durch Festigkeitslehre bekannt, mit nachfolgender Gleichung berechnet werden:

$$I_p = \sum r_i^2 = \sum (x_i^2 + y_i^2) = \sum x_i^2 + \sum y_i^2 \quad (5.104)$$

Die Stoßdeckungsleiste wird symmetrisch ausgeführt, weshalb der Schwerpunkt der Kammnägeln in der Symmetrieachse liegen kommt. Die Höhe dessen kann mit folgende Gleichung bestimmt werden:

$$e = \frac{\sum y_i}{n_{NÄGEL}} \quad (5.105)$$

Das polare Flächenträgheitsmoment und der Schwerpunkt wurden mit Hilfe des Tabellenkalkulationsprogrammes „Excel“ berechnet und können aus Tabelle 55 für die vorliegenden Fälle entnommen werden. Es wird zwischen einer 2 m und 3 m langen Stoßdeckungsleiste (STDL) unterschieden:

Tabelle 55 Geometrie „Stoßdeckungsleiste“

		2 m STDL	3 m STDL
	L [mm]	3000	2000
	B [mm]	420	560
	Anzahl Reihe A [-]	5x 16 Stk	7x 12 Stk
	Anzahl Reihe B [-]	4x 15 Stk	6x 11 Stk
	l_1 [mm]	825	485
	l_2 [mm]	600	440
	l_3 [mm]	120	180
	l_4 [mm]	162	242
	I_p [mm ⁴]	363817500	155358250
	y_{max} [mm]	1425	925
	x_{max} [mm]	60	90
	e [mm]	105	135
	n [Stk]	280	300

Nachfolgend wird die maximale Abscherkraft des Kammnagels nach Gleichung (5.101) und somit der Nachweis für die maßgebende 2 m und 3 m Stoßdeckungsleiste berechnet. Die dafür benötigten Werte wurden aus Tabelle 55 entnommen. Die Schnittkräfte wurden nach Gleichung (5.92), (5.93) und (5.94) berechnet.

Die maximale Ausnutzung des Kammnagels der 3 m Stoßdeckungsleiste lässt sich mit folgenden Kräften berechnen:

$$N_{res} = 127,56 \text{ kN}, V_{res} = 76,46 \text{ kN} \text{ und } M_{res} = -284,68 \text{ kNm.}$$

$$F_{v,max} = \sqrt{\left(\frac{127,56}{280} + \left|\frac{-284,68 - 127,56 \cdot 0,105}{363817500 \cdot 10^{-12}} \cdot 1,425\right|\right)^2 + \left(\frac{76,46}{280} + \left|\frac{-284,68 - 127,56 \cdot 0,105}{363817500 \cdot 10^{-12}} \cdot 0,06\right|\right)^2}$$

$$= 1,65 \text{ kN} \leq 1,73 \text{ kN} \checkmark$$

Die maximale Ausnutzung des Kammnagels der 2 m Stoßdeckungsleiste berechnet sich mit folgenden Kräften:

$$N_{res} = 80,05 \text{ kN}, V_{res} = 127,65 \text{ kN} \text{ und } M_{res} = -203,62 \text{ kNm.}$$

$$F_{v,max} = \sqrt{\left(\frac{80,05}{300} + \left|\frac{-203,62 - 80,05 \cdot 0,135}{155358250 \cdot 10^{-12}} \cdot 0,925\right|\right)^2 + \left(\frac{127,65}{300} + \left|\frac{-203,62 - 80,05 \cdot 0,135}{155358250 \cdot 10^{-12}} \cdot 0,09\right|\right)^2}$$

$$= 1,64 \text{ kN} \leq 1,73 \text{ kN} \checkmark$$

Steifigkeit der Verbindungsmittel

Für die Berechnung des Verschiebemoduls K_{ser} der Verbindung wurden die Nägel nach Gleichung (5.87) verschmiert über die Liniengelenklänge angeordnet. Die Verklebung wird als nicht nachgiebig betrachtet. Folglich ist die Steifigkeit abhängig der Nagelsteifigkeiten. Hierbei wurde das geometrische Mittel aus den Mittelwerten der Rohdichte von BSP und LVL-Q gebildet:

3 m Stoßdeckungsleiste

$$K_{ser,x} = K_{ser,y} = (\sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}})^{1,5} \cdot d/23 \cdot n/l = (\sqrt{420 \cdot 530})^{1,5} \cdot 6/23 \cdot 280/3 = 249519 \text{ kN/m}^2$$

2 m Stoßdeckungsleiste

$$K_{ser,x} = K_{ser,y} = (\sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}})^{1,5} \cdot d/23 \cdot n/l = (\sqrt{420 \cdot 530})^{1,5} \cdot 6/23 \cdot 300/2 = 401013 \text{ kN/m}^2$$

NACHWEIS VERKLEBUNG

Für die Verklebung der Stoßdeckungsleiste wird angenommen, dass die Zug- und Scherfestigkeiten des Klebers deutlich über die Festigkeiten des Holzmaterials liegen und im Laufe der Zeit unverändert bleiben. Deshalb wird der Schubspannungsnachweis zufolge Torsionsbeanspruchung der Klebefläche nur für das Material Holz durchgeführt. Der Nachweis für den Kleber wird als erfüllt angesehen. Der Nachweis der Spannung erfolgt nach ÖNORM EN 1995-1-1 [54] (NA.6.15-E1) [54].

$$\frac{\tau_{Tor,d}}{f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (5.106)$$

$$\frac{(M_{res} + N_{res} \cdot e_i) \cdot d}{I_p \cdot f_{v,d}} + \left(\frac{N_{res}}{A_i \cdot f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{N_{res}}{A_i \cdot f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (5.107)$$

$$I_p = I_x + I_y = \frac{h_i \cdot l_i^3}{12} + \frac{h_i^3 \cdot l_i}{12} \quad (5.108)$$

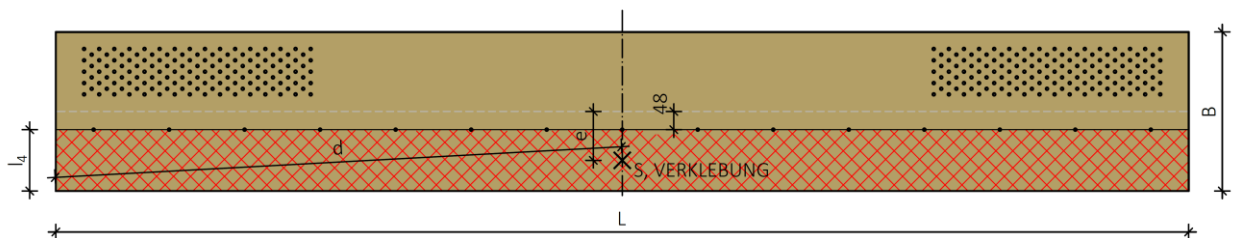


Abbildung 5.47 Geometrie Verklebung

Die für den Nachweis der Verklebung, nach Gleichung (5.107), notwendigen Parameter, können aus Tabelle 56 entnommen werden. Die Parameter sind in Abbildung 5.47 dargestellt.

Tabelle 56 Geometrie Verklebung nach Breite

	l_4	L	e	I_p	$A = l_4 \cdot L$	d
	[m]	[m]	[m]	[m ⁴]	[m ²]	[m]
3 m STDB	0,16	3	0,128	0,361	0,48	1,502
2 m STDB	0,24	2	0,168	0,162	0,48	1,007

Maximale Torsionsspannung 3 m STDB

Die maximale Torsionsspannung der Holzfläche der 3 m Stoßdeckungsleiste lässt sich, nach Gleichung (5.107), mit folgenden den Kräften berechnen:

$N_{res} = -118,40$ kN, $V_{res} = -82,21$ kN und $M_{res} = -294,45$ kNm.

$$\frac{\left| \frac{((-294,45) + (-118,40) \cdot 0,128) \cdot 1,502}{0,361} \right|}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} + \left(\frac{\frac{-118,40}{0,48}}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} \right)^2 + \left(\frac{\frac{-82,21}{0,48}}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} \right)^2 = 0,88 \leq 1$$

Maximale Torsionsspannung 2 m STDB

Die maximale Torsionsspannung der Holzfläche der 2 m Stoßdeckungsleiste lässt sich, nach Gleichung (5.107), mit folgenden den Kräften berechnen:

$N_{res} = -73,30$ kN, $V_{res} = -135,96$ kN und $M_{res} = -208,18$ kNm.

$$\frac{\left| \frac{((-208,18) + (-73,30) \cdot 0,168) \cdot 1,007}{0,162} \right|}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} + \left(\frac{\frac{-73,30}{0,48}}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} \right)^2 + \left(\frac{\frac{-135,96}{0,48}}{\frac{0,9}{1,25} \cdot 2,5} \right)^2 = 0,93 \leq 1$$

NACHWEIS ZWEIACHSIGER SCHUB LVL-Q

Die Stoßdeckungsleiste wird zweiachsig auf Schub beansprucht. Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$\left(\frac{1,5 \cdot \frac{N_{res}}{A}}{f_{v,0,edge,d}} \right)^2 + \left(\frac{1,5 \cdot \frac{V_{z,res}}{A}}{f_{v,0,flat,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (5.109)$$

3m Elementbreite:

Der Nachweis der zweiachsigen Schubbeanspruchung der Stoßdeckungsleiste berechnet sich nach Gleichung (5.109) mit folgenden Kräften:

$N_{res} = 127,56$ kN und $V_{z,res} = 19,75$ kN

$$\left(\frac{1,5 \cdot \frac{127,56}{3000 \cdot 24}}{\frac{0,9}{1,2} \cdot 4,1} \right)^2 + \left(\frac{1,5 \cdot \frac{19,75}{3000 \cdot 24}}{\frac{0,9}{1,2} \cdot 1,3} \right)^2 = 0,93 \leq 1$$

2m Elementbreite

Der Nachweis der zweiachsigen Schubbeanspruchung der Stoßdeckungsleiste berechnet sich nach Gleichung (5.109) mit folgenden Kräften:

$$N_{\text{res}} = 80,05 \text{ kN und } V_{z,\text{res}} = 13,15 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{1,5 \cdot \frac{80,05}{2000 \cdot 24}}{\frac{0,9}{1,2} \cdot 4,1} \right)^2 + \left(\frac{1,5 \cdot \frac{13,15}{2000 \cdot 24}}{\frac{0,9}{1,2} \cdot 1,3} \right)^2 0,84 \leq 1$$

SCHRAUBENZUGKRAFT AUS FUGENQUERKRAFT V_z

Die Schraubenzugkraft Z_d wurde nach [85], wie in Abbildung 5.48, mit der Gleichung (5.110) berechnet:

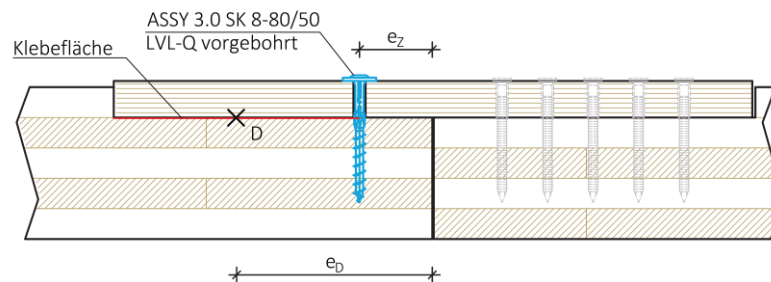


Abbildung 5.48 Abstände zur Berechnung der Schraubenzugkraft nach [85]

$$Z_d = v_z \cdot e_x \cdot \frac{e_D}{e_D - e_z} \quad (5.110)$$

Hierbei bedeuten:

- e_x Abstand der Schraube in Fugenlängsrichtung;
- e_z Abstand der Schraube vom Fugenrand hier: $e_z = 6d = 6 \cdot 8 = 48 \text{ mm}$;
- e_D Abstand der resultierenden Druckkraft vom Fugenrand (konservative Annahme: im Schwerpunkt der Klebefläche).

Der erforderliche Schraubenabstand in Richtung der Fuge kann mit gegebener Schraubenzugkraft, welche in Kapitel 5-6.6.4 berechnet wurde, durch Umstellung der Gleichung (5.110) auf $e_{x,\text{erf}}$ wie folgt berechnet werden. Die maximale Gelenksquerkraft entlang des Details C - „Stoßdeckungsleiste“ beträgt 9190 N/m.

$$\text{erf } e_x = F_{ax,d} \cdot \frac{e_D - e_z}{e_D \cdot v_{z,d}} = 3168 \cdot \frac{119 - 48}{119 \cdot 9190} = 0,205 \text{ m}$$

Gewählt: $e_x = 0,200 \text{ m}$

5-6.7.7 Nachweis: Detail D – „Versatz“

KONTAKTKRÄFTE STIRNVERSATZ

Um die Druckkräfte der Basis des Falwerkträgers einzuleiten, wurde eine Holz-Holz-Verbindung in Form eines Stirnversatzes gewählt. Die Gelenkskräfte v_y und v_z aus dem RFEM-Modell wurden mit Hilfe des Sinussatzes in die entsprechende Richtung umgerechnet:

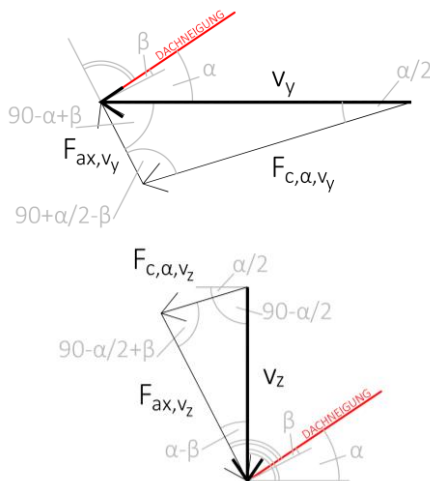


Abbildung 5.49 Kräfteparallelogramm zur Berechnung der Schraubenzugkräfte

$$\frac{v_y}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} - \beta\right)} = \frac{F_{c,\alpha,v_y}}{\sin(90 - \alpha + \beta)}$$

$$\frac{v_y}{\sin\left(90 + \frac{\alpha}{2} - \beta\right)} = \frac{F_{ax,v_y}}{\sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}$$

$$\frac{v_z}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} + \beta\right)} = \frac{F_{c,\alpha,v_z}}{\sin(\alpha - \beta)}$$

$$\frac{v_z}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} + \beta\right)} = \frac{F_{ax,v_z}}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2}\right)}$$

$$\text{mit: } \beta = \arctan\left(\frac{t_v}{100/\sin(\alpha) - t_v/\tan\left(90 - \frac{\alpha}{2}\right)}\right)$$

$$F_{c,\alpha} = F_{c,\alpha,v_y} + F_{c,\alpha,v_z} = v_y \cdot \frac{\sin(90 - \alpha + \beta)}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} - \beta\right)} + v_z \cdot \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} + \beta\right)} \quad (5.111)$$

$$F_{ax} = -F_{ax,v_y} + F_{ax,v_z} = -v_y \cdot \frac{\sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{\sin\left(90 + \frac{\alpha}{2} - \beta\right)} + v_z \cdot \frac{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2}\right)}{\sin\left(90 - \frac{\alpha}{2} + \beta\right)} \quad (5.112)$$

Die maximale Kraft in der Kontaktfläche des Stirnversatzes berechnet sich, bei einer Versatztiefe t_v von 20 mm und einer Dachneigung von $33,8^\circ$ mit Gleichung (5.112), wie folgt:

$$F_{c,\alpha,d} = 41,07 \cdot \frac{\sin(90 - 33,8 + 6,6)}{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2} - 6,6\right)} + 4,24 \cdot \frac{\sin(33,8 - 6,6)}{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2} + 6,6\right)} = 39,10 \text{ kN/m}$$

Die Kontaktkräfte des Versatzes werden aufgrund der Haupttragrichtung der Falwerkschenkel auf Querdruck eingeleitet. Der maximale Widerstand berechnet sich mit $k_{c,90} = 1,3$ wie folgt:

$$F_{c,90,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot A_{Versatz} \cdot f_{c,90,k} \cdot k_{c,90} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 20/\cos(33,8/2) \cdot 2,5 \cdot 1,3 = 48,91 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis der Querdruckspannung ist mit einer Auslastung von 81% erfüllt.

Die erforderliche Länge, um den Nachweis auf Rollschub zu erfüllen, berechnet sich:

$$l_{v,erf} = \frac{1,5 \cdot F_{c,\alpha,d}}{f_{r,d} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot b} = \frac{1,5 \cdot 39,10 \cdot 10^3}{1,0 \cdot \frac{0,9}{1,25} \cdot 1000} = 82 \text{ mm}$$

Bei den Abbundarbeiten sollte auf dieses Maß achtgegeben werden, damit es zu keinem Rollschubversagen kommt.

Die Berechnung der Schraubenzugkraft F_{ax} erfolgt mit der hergeleiteten Gleichung (5.112). Dabei werden das Maximum und das Minimum der Zugkraft untersucht, um festzustellen, ob die Verbindung überdrückt ist oder die Zugkräfte über entsprechende Verschraubungen aufgenommen werden müssen. Dabei wird in der Herleitung Zug als positiv angenommen:

$$F_{ax,min} = -44,22 \cdot \frac{\sin\left(\frac{33,8}{2}\right)}{\sin\left(90 + \frac{33,8}{2} - 6,6\right)} + (-2,85) \cdot \frac{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2}\right)}{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2} + 6,6\right)} = -15,84 \text{ kN}$$

$$F_{ax,max} = -4,79 \cdot \frac{\sin\left(\frac{33,8}{2}\right)}{\sin\left(90 + \frac{33,8}{2} - 6,6\right)} + 0,06 \cdot \frac{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2}\right)}{\sin\left(90 - \frac{33,8}{2} + 6,6\right)} = -1,35 \text{ kN}$$

Aus der Berechnung von $F_{ax,min}$ und $F_{ax,max}$ ist ersichtlich, dass die Fuge überdrückt ist und somit werden die Schraube 2 rein konstruktiv in der Verbindung angeordnet.

NACHWEIS SCHRAUBE 1

Nachfolgend werden die Nachweise der Liniengelenkskraft n für die Schraube 1 im Detail D – „Versatz“ geführt. Dabei wird die Schraube auf Herausziehen beansprucht. Der Nachweis wird mit nachfolgender Gleichung (5.113) mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ geführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 57 zusammengefasst.

$$\frac{n_{Ed}}{0,9 \cdot n \cdot F_{ax,\alpha,Rd}} \leq 1 \quad (5.113)$$

Tabelle 57 Übersicht Nachweis auf Herausziehen der Schraube 1 im Detail D – „Versatz“

Seite	Bereich	Schraubenanzahl n	Schraubenart	$F_{ax,\alpha,d}$	n_{Ed}	Nachweis
				[kN]	[kN/m]	
lange Seite	2	4 Stk	VGS 8/530	9,325	13,29	40 %
kurze Seite	2	4 Stk	VGS 8/530	9,325	20,16	60 %
lange Seite	1&3	6 Stk	VGS 10/580	11,45	48,83	79%
kurze Seite	1&3	7 Stk	VGS 10/580	11,45	62,76	87%

Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten x-Richtung des Liniengelenks der Verbindungsmittel pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit der Schraube 1 im Detail D - „Versatz“ wurde in Kapitel 5-6.6.5 berechnet. In Tabelle 58 wurde die Steifigkeit der Verbindungsmittel pro Meter mit der nachfolgenden Gleichung berechnet.

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraubenkreuz} \cdot n$$

Tabelle 58 Übersicht der Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter des Liniengelenks im Detail D - „Versatz“

Seite	Bereich	Schraubenanzahl n	Schraubenart	$K_{ser,x,Schraube}$	$K_{ser,x}$
lange Seite	2	4 Stk	VGS 8/530	18252 N/mm	73007 kN/m ²
kurze Seite	2	4 Stk	VGS 8/530	18252 N/mm	73007 kN/m ²
lange Seite	1&3	6 Stk	VGS 10/580	24236 N/mm	145414 kN/m ²
kurze Seite	1&3	7 Stk	VGS 10/580	24236 N/mm	169650 kN/m ²

5-6.7.8 Nachweis: Detail E – „First“

Wie bereits in 5-6.6.6 erwähnt wurde, wird der First in zwei Bereiche unterteilt. Im Bereich 1 und 3 werden die Schrauben ASSY plus VG 10/400 mm und im Bereich 2 die Schrauben ASSY plus VG 8/380 mm verwendet.

NACHWEIS: BEREICH 1 UND 3

Im Bereich 1 und 3 wurden die Gelenkskräfte über die Länge von 0,75 m integriert. Die resultierenden Kräfte betragen $N_{res}=8,87$ kN und $V_{res}= 13,99$ kN. Die Schrauben werden in zwei Richtungen axial beansprucht.

$$\sqrt{\left(\frac{9,09}{0,9 \cdot 4 \cdot 7,941}\right)^2 + \left(\frac{15,32}{0,9 \cdot 4 \cdot 7,941}\right)^2} = 0,62 \leq 1$$

Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Da die Verbindungsmittelanzahl für den Bereich von 0,75 m berechnet wurde, ist die Anzahl durch diese Länge zu dividieren um auf die Steifigkeit pro Meter zu berechnen. Die Steifigkeit pro Schraube wurde in Kapitel 5-6.6.6 berechnet.

x-Richtung und z-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“

$$K_{ser,x} = K_{ser,y} = K_{ser,x,Schraube} \cdot n / 0,75 \text{ m} = 12500 \cdot 4 / 0,75 \text{ m} = 66667 \text{ N/mm}^2$$

NACHWEIS: BEREICH 2

Im Bereich 2 werden die Schrauben kombiniert beansprucht. Für den Nachweis werden 4 Schrauben hinsichtlich der Mindestverschraubung nach [54] angesetzt. Die Tragfähigkeiten der Schraube ASSY plus VG 8/380 mm wurde im Kapitel 5-6.6.6 berechnet:

$$\left(\frac{-13,39}{0,9 \cdot 4 \cdot 6,855}\right)^2 + \left(\frac{-4,84}{4 \cdot 1,55}\right)^2 = 0,42 \leq 1$$

Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit pro Schraube wurde unter Kapitel 5-6.6.6 berechnet.

x-Richtung des Liniengelenks - „Herausziehen“

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Schraube} \cdot n = 12926 \cdot 4 = 51704 \text{ kN/m}^2$$

z-Richtung des Liniengelenks - „Abscheren“

$$K_{ser,z} = K_{ser,z,Schraube} \cdot n = 2994 \cdot 4 = 11976 \text{ kN/m}^2$$

5-6.7.9 Nachweis: Detail F – „Schott-links/rechts“

Das Detail F – „Schott-links/rechts“ besteht aus einer einschnittigen Nagelverbindung und einer zweischnittigen Stabdübelverbindung. Für den Nachweis der Tragfähigkeit wurden die einwirkenden Kräfte über die Liniengelenklänge integriert. Die resultierenden Kräfte ergeben:

$$N_{res,max} = 269,10 \text{ kN und } V_{z,res,max} = 2,66 \text{ kN.}$$

NAGELVERBINDUNG

Die Tragfähigkeit des Rillennagels 6x80 mm wurde in 5-6.6.7 berechnet und beträgt $F_{v,d} = 2,767 \text{ N}$. Daraus kann die erforderliche Schraubenanzahl berechnet werden. Die wirksame Nagelanzahl darf lt. ETA-06-0009 der tatsächlichen Anzahl n gleichgesetzt werden.

$$\frac{\sqrt{N_{res,max}^2 + V_{z,res,max}^2}}{F_{v,d}} = \frac{\sqrt{268,21^2 + 2,69^2}}{2,767} = 96 \text{ Stk}$$

Gewählt wurde eine zweireihige Nagelverbindung mit 50 Stück pro Reihe, wobei die Nägel in Reihenrichtung um mindestens den Nenndurchmesser d versetzt angeordnet werden.

STABDÜBELVERBINDUNG

Es wurde eine dreireihige Stabdübelverbindung mit 20 Stück pro Reihe hintereinander liegenden mit einem Abstand $a_1 = 85 \text{ mm}$ gewählt. Dabei wurde für die Berechnung der wirksamen Anzahl der hintereinander liegenden Verbindungsmittel auf der sicheren Seite liegend nach ÖNORM EN 1995-1-1 (8.34) [78] angenommen.

$$n_{ef} = n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 20^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{85}{13 \cdot 7}} = 14,57 \text{ Stk}$$

Die Tragfähigkeit der pro zwei Scherfugen berechnet sich:

$$F_{v,Rd} = s \cdot m \cdot n_{ef} \cdot F_{v,d} = 2 \cdot 3 \cdot 14,57 \cdot 3,262 = 285,2 \text{ kN}$$

STEIFIGKEIT VERDINDUNG

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Nagel/Stabdübel-Verbindung pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit der Kammnägel und Stabdübel wurde in Kapitel 5-6.6.7 5-6.6.1 berechnet.

Laterale Steifigkeit der Kammnägel

Für die Verbindungslänge von $l = 1,89$ m berechnet sich die laterale Steifigkeit der gesamten Kammnägel-Verbindung folgendermaßen:

$$K_{ser,Nagel,TOT} = s \cdot m \cdot n \cdot K_{ser,Nagel} = 1 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 2406 = 240600 \text{ N/mm}$$

Laterale Steifigkeit der Stabdübel

Die laterale Steifigkeit der gesamten Stabdübel-Verbindung berechnet sich, für die Verbindungslänge von $l = 1,89$ m, folgendermaßen:

$$K_{ser,Stabdübel,TOT} = s \cdot m \cdot n \cdot K_{ser,Stabdübel} = 2 \cdot 3 \cdot 20 \cdot 5239 = 628680 \text{ N/mm}$$

Gesamtsteifigkeit Verbindung

x-Richtung des Liniengelenks

Bei der Verbindung „Schott-links/rechts“ handelt es sich um ein in Reihe geschaltetes System der Steifigkeiten aus der Kammnägel und Stabdübel. Deshalb wird die Steifigkeit des Systems mit der Gleichung (5.90) berechnet:

$$\frac{1}{K_{ser,tot}} = \sum \frac{1}{K_{ser}} = \frac{1}{K_{ser,Nagel,TOT}} + \frac{1}{K_{ser,Stabdübel,TOT}}$$

$$K_{ser,x,Verbindung} = \frac{K_{ser,Nagel,TOT} \cdot K_{ser,Stabdübel,TOT}}{K_{ser,Nagel,TOT} + K_{ser,Stabdübel,TOT}} = \frac{240600 \cdot 628680}{240600 + 628680} = 174007 \text{ N/mm}$$

Die Steifigkeit der Verbindung pro Meter ergibt sich aus der Division der Steifigkeit System durch die Verbindungslänge von $l = 1,89$ m:

$$K_{ser,x} = K_{ser,x,Verbindung} / 1,89 = 174007 / 1,89 = 92067 \text{ kN/m}^2$$

z-Richtung des Liniengelenks

Für die Steifigkeit in z-Richtung des Liniengelenks wurde vereinfacht die Steifigkeit der Nagelverbindung angesetzt. Die Verformungskomponente des innenliegenden Stahlbleches wurde, auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt.

$$K_{ser,z} = K_{ser,Stabdübel,TOT} / 1,89 = 240301 / 1,89 = 127301 \text{ kN/mm}^2$$

5-6.7.10 Nachweis: Detail G – „Schott unten“

Im Detail G – „Schott unten“ wird die Schlüsselschraube KOP lateral in zwei Richtungen beansprucht. Dabei wurde für die Berechnung der wirksamen Anzahl in Richtung des Schotts auf der sicheren Seite liegend nach ÖNORM EN 1995-1-1 (8.34) [78] angenommen. In radialer Richtung wurde die wirksame Verbindungsmittelanzahl n_{ef} mit n angenommen. Es wurden 6 Stück pro Meter gewählt, womit sich die effektive Verbindungsmittelanzahl pro Meter berechnen lässt:

$$n_{ef} = n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 6^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{120}{13 \cdot 12}} = 4,7 \text{ Stk}$$

Die maximale Ausnutzung der Verbindung ergibt sich bei folgenden Kräften

$$\sqrt{\left(\frac{15,02}{4,7 \cdot 3,488}\right)^2 + \left(\frac{2,77}{6 \cdot 3,452}\right)^2} = 0,74 < 1$$

Steifigkeit der Verbindungsmittel

In diesem Unterkapitel werden die Steifigkeiten der Verbindungsmittel pro Meter zur Implementierung ins Berechnungsmodell berechnet. Die Steifigkeit einer Schlüsselschraube KOP wurde in Kapitel 5-6.6.8 berechnet.

x-Richtung und z-Richtung des Liniengelenks - „Abscheren“:

$$K_{ser,x} = K_{ser,y} = K_{ser,KOP} \cdot n = 4491 \cdot 6 = 26945 \text{ kN/mm}^2$$

5-7 SONSTIGE NACHWEISE

Nachfolgend werden weitere Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Diese werden nach Tragstrukturelemente gegliedert.

Für den Falterwerkträger werden die Nachweise des Querdruckes der Basis, die Nachweise des Elastomerlagers und die Nachweise der Lasteinleitung ins Mauerwerk geführt.

Für die BSP-BSH-Rippendecke werden die Nachweise gegen das Versagen der Verbundfuge zwischen BSP-Platte und BSH-Träger infolge der Schubkräfte, der Nachweis auf Querdruck der lasteinleitenden Rippe und den Nachweis der Teilflächenbelastung des Mauerwerks geführt.

Da beide Tragstrukturelemente einen Nachweis des Mauerwerks enthalten, wird auf den Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerkes näher eingegangen.

5-7.1 THEORIE-INPUT MAUERWERK

5-7.1.1 Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes

Für die statische Beurteilung der Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion ist es besonders wichtig, die Materialeigenschaften des vorliegenden Mauerwerkes zu untersuchen. Dabei kann vorerst auf Angaben von Materialeigenschaften zur Bauzeit zurückgegriffen werden. Diese sind hinsichtlich ihrer Plausibilität zu überprüfen. Eine statische Absicherung der Werte durch Entnahme von Proben ist auf jeden Fall anzustreben. [86]

Tabelle 59 gibt einen ersten Anhaltspunkt für die Druckfestigkeit im Bestandsmauerwerk für Bauwerke, welche bis etwa 1918 errichtet wurden. [86]

Tabelle 59 Festigkeitsangaben zu Mauersteinen um 1900 [86]

Stein	Druckfestigkeit f_b [N/mm ²]	Druckfestigkeit f_z [N/mm ²]
Ziegel, gewöhnlich	6,0 - 12,0	1,0
Ziegel, gut	14,0 - 25,0	2,0
Handschlagziegel	15,0 - 30,0	2,5 - 5,0
Maschinenziegel	20,5 - 23,0	
Wölbziegel	12,3	
Lochziegel	19,4	
Maschinenlochziegel	15,0	
Poröse Vollziegel	15,0	
Poröse Wölbziegel	2,7	
Klinker	30,0 - 90,0	100

In der vorliegenden Arbeit wird lt. Tabelle 59 [86] für porösen Vollziegel die Mauersteindruckfestigkeit $f_b = 15,0$ N/mm² angenommen.

Bei Mörtel eines bestehenden Mauerwerkes ist es hingegen notwendig, Proben zu entnehmen und zu prüfen, bevor diese in eine Berechnung übernommen werden. Lt. [87] liegt bei Gründerzeithäusern die Mörteldruckfestigkeit f_m zwischen 1 und 2 N/mm².

In der nachfolgenden Berechnung wird auf der sicheren Seite liegend für $f_m = 1$ N/mm² angenommen, was der Mörtelgruppe M 1 entspricht.

5-7.1.2 Berechnung der Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks

[88]

Nachfolgend wird die Bemessungsdruckfestigkeit für Vollziegel der Gruppe 1 und Normalmörtel berechnet. Die Berechnung erfolgt nach ÖNORM EN 1996-1-1 [88]:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (5.114)$$

Dabei sind:

- f_k charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk [N/mm²]
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für das Material

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (5.115)$$

Dabei sind:

- K Festwert, zur Berechnung der Druckfestigkeit vom Mauerwerk
- f_b normierte Druckfestigkeit eines Mauersteins
- f_m Druckfestigkeit des Mauermörtels
- α, β Konstanten abhängig von der Mauerstein- und Mörtelart

Für die später folgenden Nachweise der lasteinleitenden Tragstrukturelemente wird die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks benötigt. Deshalb wird diese bereits in diesen Kapitel berechnet. Hierfür wurden die Beiwerte $K = 0,60$ und die Exponenten $\alpha = 0,65$; $\beta = 0,25$ aus Tabelle 2 der ÖNORM B 1996-1-1:2016-07 [89] entnommen. Nach [89] Tabelle 1 wurde der Teilsicherheitsbeiwert γ_M mit 2,5 gewählt:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 0,60 \cdot 15^{0,65} \cdot 1^{0,25} = 3,49 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,49}{2,5} = 1,40 \text{ N/mm}^2$$

5-7.1.3 Berechnung der Bemessungsschubfestigkeit des Mauerwerks

[88]

Nachfolgend wird der Bemessungswert der Schubfestigkeit für Vollziegel der Gruppe 1 und Normalmörtel berechnet. Die Berechnung erfolgt nach ÖNORM EN 1996-1-1 [88]:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (5.116)$$

Dabei sind:

- f_{vk} charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk [N/mm²]
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für das Material

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (5.117)$$

Dabei sind:

- f_{vk0} die charakteristische Haftscherfestigkeit ohne Auflast
- σ_d die Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft als Mittelwert der Vertikalspannungen im überdrückten Bereich

5-7.1.4 Nachweisverfahren: unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung

[88]

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes einer vertikal belasteten Wand beträgt je Längeneinheit:

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d \quad (5.118)$$

Dabei sind:

- ϕ der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte,
- t die Wanddicke,
- f_d die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes.

$$\phi = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (5.119)$$

Dabei sind:

- e_i Lastexzentrizität am Kopf bzw. Fuß der Wand.

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t \quad (5.120)$$

Dabei sind:

- M_{id} Bemessungswert des Biegemomentes resultierend aus der Exzentrizität der Deckenauflegerkraft,
- N_{id} der Bemessungswert der am Kopf bzw. Fuß der Wand wirkenden Vertikalkraft,
- e_{he} die Ausmitte am Kopf oder Fuß der Wand infolge horizontaler Lasten, sofern vorhanden,
- e_{init} die ungewollte Ausmitte.

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} \quad (5.121)$$

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (5.122)$$

Dabei sind:

- h_{ef} die Knicklänge der Wand,
- ρ_n die lichte Geschosshöhe der Wand;
- h ein Abminderungsfaktor mit $n = 2, 3$ oder 4 je nach Halterung der auszusteienden Wand.

5-7.1.5 Nachweisverfahren: unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung

[88]

Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit wird errechnet aus:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (5.123)$$

Dabei sind:

- f_{vd} der Bemessungswert der Schubfestigkeit vom Mauerwerk nach (5.3) und (5.4) unter Zugrundelegung des Mittelwertes der vertikalen Druckspannung im überdrückten Teil der schubbeanspruchten Wand unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Mauerwerks,
- t die Wanddicke der schubbeanspruchten Wand,
- l_c die Länge des überdrückten Teiles der Wand unter Vernachlässigung auf Zug beanspruchter Teile der Wand.

5-7.1.6 Nachweisverfahren: Wände mit Teilflächenlasten

[88]

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der vertikalen Einzellast N_{Edc} kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{Rdc} sein.

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (5.124)$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Wänden mit Teilflächenbelastung berechnet sich wie folgt:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (5.125)$$

Dabei sind:

- β der Erhöhungsfaktor bei Teilflächenlasten;
- A_b die belastete Fläche,
- f_d die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes.

5-7.2 BEMESSUNGSKONZEPT SYLOMER® UND SYLODYN®

[71]

Das Bemessungskonzept von Sylomer und Sylodyn [71] wurde für Lager im Bauwesen an DIN EN 1337-3 und den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen Z-16.8-467 [90] (Sylomer) und Z-16.8-468 [91] (Sylodyn) angelehnt. Nachfolgend wird auf die vertikale und horizontale Tragfähigkeit, nach [71], eingegangen.

5-7.2.1 Nachweisverfahren: vertikaler Lagerwiderstand

Für den Nachweis der vertikalen Belastbarkeit des Elastomers Sylomer bzw. Sylodyn muss folgendes gelten:

$$F_{E,z,d} \leq F_{R,z,d} \quad (5.126)$$

Der vertikale Tragwiderstand berechnet sich hierbei mit der nachfolgenden Gleichung. (5.127). Dabei ist die zulässige Druckspannung auf Designniveau abhängig von Verhältnis q , welches sich zusammensetzt aus belasteter Fläche zur Mantelfläche:

$$F_{R,z,d} = \sigma_{R,d} \cdot A \quad (5.127)$$

Dabei sind:

- $F_{E,z,d}$ vertikale Einwirkung auf Designniveau;
- $F_{R,z,d}$ vertikaler Lagerwiderstand auf Designniveau;
- $\sigma_{R,d}$ Bemessungswiderstand auf Designniveau, vom Verhältnis aus belasteter Fläche zu Mantelflächen abhängig;
- A Belastete Fläche des Lagers.

5-7.2.2 Nachweisverfahren: horizontaler Lagerwiderstand

Für den Nachweis der horizontaler Lastabtragung des Elastomers Sylomer bzw. Sylodyn gilt folgendes:

$$F_{E,xy,d} \leq F_{R,xy,d} \quad (5.128)$$

Für den horizontalen Lagerwiderstand $F_{R,xy,d}$ darf für kurzzeitige Einwirkungen jene rückstellende Kraft angesetzt werden, welche sich bei einer Schubverzerrung von $\varepsilon_{xy,d} = 20\%$ der unbelasteten Lagerdicke t_0 einstellt. Zulässig im Grundzustand der Tragfähigkeit sind aber auch Schubverzerrung bis 100 % der Lagerdicke, ohne dass es zu Schädigungen des Elastomers kommt. Diese rückstellenden Lagerkräfte könnten sich jedoch ungünstig auf die angrenzenden Bauteile auswirken.

$$F_{R,xy,d} = G \cdot A \cdot \varepsilon_{xy,d} \quad (5.129)$$

$$\varepsilon_{xy,d} = \frac{v_{xy,d}}{t_0} < 100\% \quad (5.130)$$

Dabei sind:

- $F_{xy,d}$ vertikale Einwirkung auf Designniveau;
- G Schubmodul;
- A belastete Fläche des Lagers;
- $\varepsilon_{xy,d}$ Bemessungswert der Schubverzerrung;
- $v_{xy,d}$ Verformung aus Horizontalbelastung;
- t_0 unbelastete Lagerdicke, wobei $t_0 \leq a/2$.

5-7.3 NACHWEISE: FALTWERKTRÄGER

In diesem Kapitel werden die Nachweise des Querdruckes der Basis des Faltwerkträgers, sowie die Nachweise des Elastomerlagers und die Nachweise der Lasteinleitung ins Mauerwerk geführt. Die hierfür benötigten Auflagerreaktionen sind in Abbildung 5.50 und Abbildung 5.51.

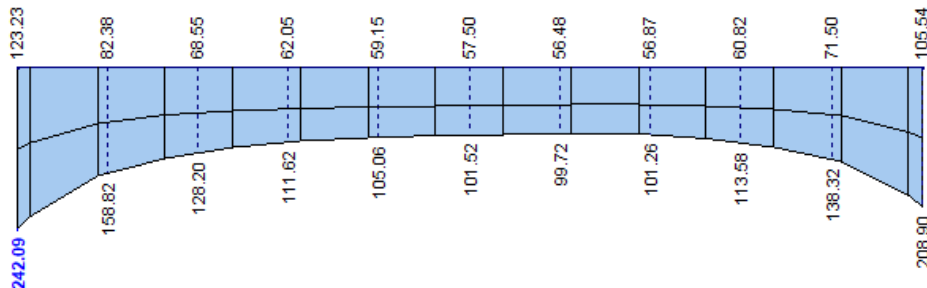


Abbildung 5.50 vertikale Auflagerreaktion des Faltwerkträgers (GZT)

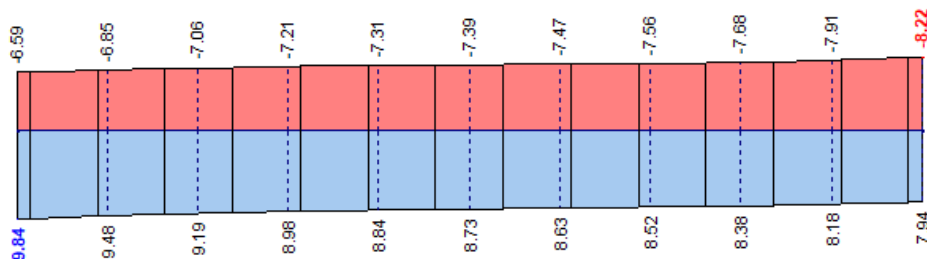


Abbildung 5.51 horizontale Auflagerreaktion des Faltwerkträgers in Scheibenrichtung des Mauerwerks (GZT)

5-7.3.1 Nachweis des Querdruckes der Basis des Faltwerkträgers

Für den Nachweis der Druckkraft rechtwinklig zur Faserrichtung des Brettspertholzes muss nach ÖNORM B 1995-1-1 [54] folgendes gelten:

$$F_{c,90,Ed} \leq F_{c,90,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,k} \cdot A \quad (5.131)$$

Der Widerstand wird mit folgenden Beiwerten und Festigkeit berechnet:

$$\begin{aligned} k_{c,90} &= 1,0; \\ k_{mod} &= 1,0; \\ f_{c,90,k} &= 2,5 \text{ N/mm}^2 \text{ aus Tabelle 38.} \end{aligned}$$

$$F_{c,90,Rd} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 200 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 360 \text{ kN/m}$$

Da die vertikale Auflagerkraft geringer ist als der Widerstand auf Querdruck, ist der Nachweis erfüllt.

$$F_{c,90,Ed} = 242,09 \text{ kN/m} \leq F_{c,90,Rd} = 360 \text{ kN/m} \checkmark$$

5-7.3.2 Nachweise des Elastomerlagers

Für das Elastomerlager des Falwerkträgers wurde der Werkstofftyp „Sylodyn NE“ in Kapitel 5-4.3 nach [71] gewählt. Die nachfolgenden Werkstoffkennwerte beziehen auf diesen Werkstofftyp und wurden aus [71] entnommen.

NACHWEIS DES VERTIKALEN LAGERWIDERSTANDES

Nachführend wird der vertikale Lagerwiderstand für einen Meterstreifen und einer Breite von 200 mm berechnet. Aus [71] Anhang 11 wird der Lagerwiderstand $\sigma_{R,d}$ für den Formfaktor 2,0 entnommen. Dieser beträgt für den Werkstofftyp „Sylodyn NE“ 1,87 N/mm². Damit berechnet sich der vertikale Lagerwiderstand wie folgt:

$$F_{R,z,d} = \sigma_{R,d} \cdot A = 1,87 \cdot 200 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 374 \text{ kN/m}$$

Die vertikale Auflagerreaktion kleiner ist als der Lagerwiderstand, daher ist der Nachweis erfüllt.

$$F_{z,Ed} = 242,09 \text{ kN/m} \leq F_{R,xy,d} = 374 \text{ kN/m} \checkmark$$

NACHWEIS DES HORIZONTALLEN LAGERWIDERSTANDES

Die horizontale Verformung des Sylomer-Elastomerlagers kann mit Hilfe des Hookeschen Gesetz aus der Horizontalbelastung $F_{xy,Ed}$ und der Federsteifigkeit C_{xy} rückgerechnet werden. Die Horizontalbelastung kann aus Abbildung 5.51 entnommen werden. Die Federsteifigkeit des Lagers wurde in Kapitel 5-4.3 berechnet:

$$u_{xy,d} = \frac{F_{xy,Ed}}{C_{xy}} = \frac{9,84 \text{ kN/m}}{4160 \text{ kN/m}^2} \cdot 10^3 = 2,4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{xy,d} = \frac{u_{xy,d}}{t_0} = \frac{2,4}{40} = 6 \% < 20 \%$$

Da die Schubverzerrung, bei der unverformten Dicke t_0 des Elastomerlagers von 40 mm, kleiner ist als 20 %, darf der Lagerwiderstand in horizontaler Richtung für die Verzerrung von 20 % berechnet werden:

$$F_{R,xy,d} = G \cdot A \cdot 0,2 = 0,832 \cdot 200 \cdot 1000 \cdot 0,2 \cdot 10^{-3} = 33,28 \text{ kN/m}$$

$$F_{xy,Ed} = 9,84 \leq F_{R,xy,d} = 33,28 \text{ kN/m} \checkmark$$

5-7.3.3 Nachweise Mauerwerk

NACHWEIS DES MAUERWERKS UNTER VERTIKALER BELASTUNG

Der Tragwiderstandes des Mauerwerks nach der Gleichung (5.118) wird mit folgenden Faktoren berechnet:

$$\rho_2 = 1,0 \quad \text{Bei Wänden, die oben und unten durch beidseitig und auf gleicher Höhe aufgelagerten Holzbalkendecken, gehalten sind (nach [51] 5.5.1.2 (ii));}$$

$$h = 4,0 \text{ m} \quad \text{aus Geometrie;}$$

$$M_{id}/N_{id} = 0,175 \text{ m} \text{ aus Geometrie des Auflagerdetails.}$$

$$h_{ef} = 1,0 \cdot 4,0 \text{ m} = 4,0 \text{ m}$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{4,0}{450} = 0,01 \text{ m}$$

$$e_i = 0,175 + 0,01 = \underline{\underline{0,176 \text{ m}}} \geq e_{i,min} = 0,05 t = 0,05 \cdot 0,6 = 0,03 \text{ m}$$

$$\phi = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,176}{0,60} = 0,413$$

Durch Einsetzen der berechneten und gewählten Parameter berechnet sich der Tragwiderstand Mauerwerkes:

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d = 0,413 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1,4 \text{ N/mm}^2 = 346,92 \text{ N/mm} \cong 346,92 \text{ kN/m}$$

Die maximale Auflagerreaktion aus Abbildung 5.50 beträgt 242,09 kN/m. Da die Auflagerkraft kleiner ist als der vertikale Mauerwerkswiderstand, ist der Nachweis erfüllt.

$$N_{Ed} = 242,09 \text{ kN/m} \leq N_{Rd} = 346,92 \text{ kN/m} \checkmark$$

Es wird darauf hingewiesen, dass das Mauerwerk im Berechnungsmodell nicht mitmodelliert wurde, wodurch der sogenannte Einhängeeffekt im Mauerwerk im Berechnungsmodell nicht abgebildet wird. Dieser Effekt hätte zur Folge, dass sich die Spitzen der Auflagerreaktion umlagern würden, welcher sich günstig auf den Nachweis auswirken würde. Deshalb liegt der geführte Nachweis auf der sicheren Seite.

NACHWEIS DES MAUERWERKS UNTER SCHUBBELASTUNG

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes des Mauerwerks unter Schubbelastung wird nach Gleichung (5.123) mit folgenden Werten berechnet:

$$t = 0,60 \text{ m} \quad \text{Breite des Mauerwerkes}$$

$$l_c = l = 1,0 \text{ m} \quad \text{Aus der umhüllenden Ergebniskombination geht hervor, dass die Wand über die gesamte Länge überdrückt ist.}$$

$$f_{vko} = 0,10 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Der Wert der Anfangsscherfestigkeit } f_{vko} \text{ vom Mauerwerk für die hier getroffene Annahme (Normalmörtel mit einer Festigkeitsklasse M1) wurde aus [89] Tabelle 3 entnommen}$$

$$\sigma_d = 0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Auf der sicheren Seite liegend wird die Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft vernachlässigt.}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d = 0,10 + 0,4 \cdot 0,00 = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c = \frac{1,0 \text{ N/mm}^2}{2,5} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 240000 \text{ N} \cong 240 \text{ kN}$$

Die maximale Schubbeanspruchung des Mauerwerks, aus Abbildung 5.51, beträgt 9,84 kN/m. Diese ist kleiner als der Bemessungswert des Tragwiderstandes des Mauerwerks. Der Nachweis ist damit erfüllt.

$$F_{xy,Ed} = 9,84 \leq F_{R,xy,d} = 240 \text{ kN/m} \checkmark$$

5-7.4 NACHWEISE: BSP/BSH – RIPPENDECKE

In diesem Kapitel werden die Nachweise der BSP-BSH-Rippendecke gegen das Versagen der Verbundfuge zwischen BSP-Platte und BSH-Träger infolge der Schubkräfte, sowie der Nachweis auf Querdruck der lasteinleitenden Rippe und den Nachweis der Teilflächenbelastung des Mauerwerks geführt.

Alle Nachweise des Auflagerdetails werden auf die größte Auflagerkraft ausgelegt. Diese beträgt 57,99 kN in Modellkonten Nr. 118.

5-7.4.1 Schubspannungsnachweis

Zusätzlich zu den Bauteilnachweisen der BSH- und BSP-Querschnitte ist das Versagen der Verbundfuge infolge der Schubkräfte zu überprüfen. In Punkt I (siehe Abbildung 5.52 - links) ist das Versagen auf Schub und in Punkt II das Versagen auf Rollschub zu überprüfen.

Die Schubkräfte können in der Verbundfuge elementar aus der Normalkraftänderung des BSH- bzw. BSP-Querschnitts über die Trägerlänge nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Es ergibt sich bei starrem Verbund ein zum Querkraftverlauf affiner Schubkraftverlauf in der Verbundfuge. [92] [51]

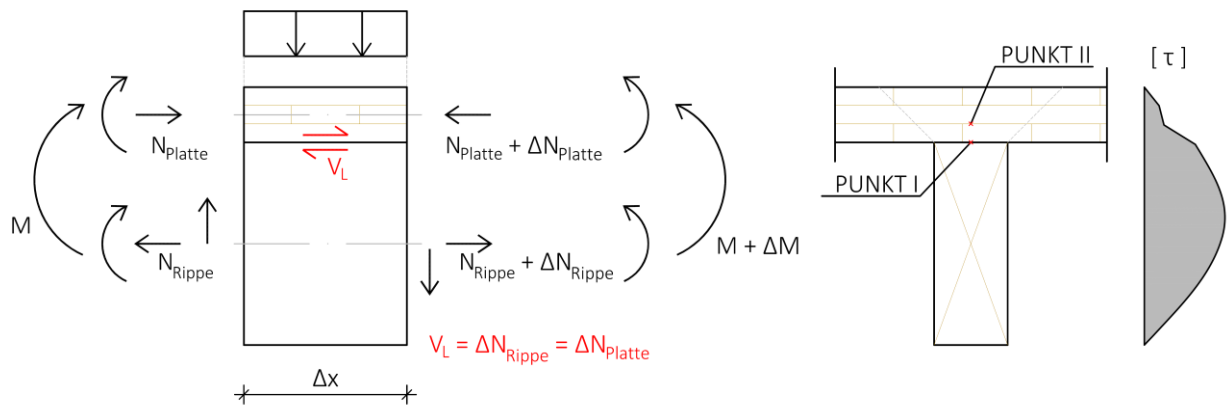


Abbildung 5.52 Ermittlung der Schubkräfte in der Verbundfuge

Zur Ermittlung wurden die Normalkräfte der BSH-Querschnitte aus dem RFEM-Modell in das Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“ exportiert. Anschließend wurde die elementare Normalkraftänderung für die Rippenquerschnitte berechnet:

$$n_{xy,d} = \frac{V_L}{\Delta x} = \frac{\Delta N_{Rippe}}{\Delta x} = \frac{\Delta N_{Platte}}{\Delta x} \quad (5.132)$$

$$\tau_{max} = \frac{n_{xy,d}}{b \cdot l} \quad (5.133)$$

Dabei sind:

- $n_{xy,d}$ Schubkräfte in der Verbundfuge pro Meter;
- Δx absoluter Betrag der Stabteilung;
- b Rippenbreite;
- τ_{max} Schubspannung;

Die maximale Schubkraft v_L für die folgenden Nachweise beträgt 69,83 kN/m. Der Tragwiderstand wurde auf der sicheren Seite liegend mit $k_{mod} = 0,8$ berechnet.

NACHWEIS SCHUB

Die Schubspannung in Punkt I (siehe Abbildung 5.52) wird auf die Rippenbreite des BSH-Querschnitts bezogen.

$$\tau_{v,max,BSP} = \frac{n_{xy,d}}{b \cdot l} \leq f_{v,CLT,d}$$

Der Schubwiderstand ist größer als die vorhandene Schubspannung. Der Nachweis ist erfüllt.

$$\tau_{v,max,BSP} = \frac{n_{xy,d}}{b \cdot l} = \frac{69,83 \cdot 10^3}{120 \cdot 1000} = 0,58 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,CLT,d} = \frac{0,8}{1,25} \cdot 2,5 = 1,6 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

NACHWEIS ROLLSCHUB

Für die Berechnung der Rollschubspannung in Punkt II haben Vergleichsberechnungen mit Finite Elemente für BSH-BSP-Rippendecken mit 3-schichtigen BSP - Aufbau ergeben, dass der Ausbreitungswinkel 1:3 am besten mit den Ergebnissen übereinstimmt [51]. Folglich wird die Schubspannung des Rollschubs auf diese Fläche bezogen.

$$\tau_{r,max,BSP} = \frac{n_{xy,d}}{b_r \cdot l} \leq f_{r,CLT,d}$$

$$b_r = b_W + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot t_{3,BSP} = 120 + \frac{1}{3} \cdot 35 = 143 \text{ mm}$$

Der Nachweis der Rollschubspannung ist erfüllt, da die Spannung in Punkt II (siehe Abbildung 5.52) geringer ist als der Widerstand.

$$\tau_{r,max,BSP} = \frac{n_{xy,d}}{b_r \cdot l} = \frac{69,832 \cdot 10^3}{143 \cdot 1000} = 0,49 \text{ N/mm}^2 \leq f_{r,CLT,d} = \frac{0,8}{1,25} \cdot 1,0 = 0,64 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

5-7.4.2 Querdrucknachweis

Der Tragwiderstand auf Querdruck berechnet sich wie folgt:

$$F_{c,90,Rd} = A_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (5.134)$$

Die wirksame Kontaktfläche A_{ef} wird in Haupttragrichtung der Rippendecke um 30mm erhöht. Die wirksame Kontaktfläche A_{ef} berechnet sich wie folgt:

$$A_{ef} = (a_{req} + 30 \text{ mm}) \cdot b_{BSH} \quad (5.135)$$

Setzt man die Gleichung (5.135) in (5.134) ein und formt diese auf die erforderliche Kontaktlänge a_{req} um, erhält man:

$$a_{req} = \frac{F_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot b_{BSH}} - 30 \text{ mm} = \frac{57990}{1,5 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,9}{1,25} \cdot 140} = 153 - 30 = 123 \text{ mm}$$

Die zur Verfügung gestellte Fläche ist größer als die erforderliche Fläche, deshalb ist der Nachweis erfüllt.

$$a_{prov} = 150 \text{ mm} \geq a_{req} = 123 \text{ mm} \checkmark$$

5-7.4.3 Nachweis des vertikalen Lagerwiderstandes des Elastomerlagers

Das Elastomer-Lager wurde bereits in Kapitel 5-4.3 unter quasi-ständiger Last vorbemessen. Nachfolgend wird der Nachweis des vertikalen Lagerwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Werkstofftyp „Sylodyn-NF“ nach der Gleichung (5.127) nachgewiesen. Die zulässige Pressung $\sigma_{R,d}$ des Elastomers, für den Formfaktor $q = 3$, beträgt $4,02 \text{ N/mm}^2$ und wurde aus [71] Anhang 11 entnommen.

$$F_{R,z,d} = \sigma_{R,d} \cdot A = 4,02 \cdot 140 \cdot 150 \cdot 10^{-3} = 84,42 \text{ kN}$$

Der vertikale Lagerwiderstand des Werkstofftyps „Sylodyn-NF“ ist größer als die Auflagerreaktion von $57,99 \text{ kN}$. Damit die der Nachweis erfüllt.

$$F_{E,z,d} = 57,99 \text{ kN} \leq F_{R,z,d} = 84,42 \text{ kN} \checkmark$$

5-7.4.4 Nachweis der Teilflächenbeanspruchung des Mauerwerks

Durch Einsetzen der Gleichungen (5.125) in (5.124) aus Kapitel 5-7.1.6 und anschließendem Umformen erhält man die erforderliche Kontaktfläche im Mauerwerk:

$$A_{b,req} \geq \frac{N_{Edc}}{\beta \cdot f_d} \quad (5.136)$$

Für die Berechnung der erforderlichen Teilfläche wurden folgende Werte verwendet:

$N_{Edc} = 57,99 \text{ kN}$	vertikale Auflagerlast aus dem“RFEM“-Modell aus Knoten Nr. 118
$\beta = 1,0$	bei Wänden mit Randstreifenvermörtelung, auf der sicheren Seite liegend;
$f_d = 1,40 \text{ N/mm}^2$	aus 5-7.1.2 Berechnung der Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks.

$$A_{b,req} \geq \frac{50 \cdot 10^3 \text{ N}}{1,0 \cdot 1,40 \text{ N/mm}^2} = 41421 \text{ mm}^2$$

Die vorhandene Teilfläche $A_{b,prov}$ wird über die vorhandene Kontaktfläche der BSH-Rippe mit dem Elastomer-Lager berechnet. Dabei werden die Kontaktlängen $a_{prov,BSH}$ und b_{BSH} auf jeder Seite um $d_{Mörtelbett}/\tan\alpha$ erhöht. Für die Lastausbreitung im Mörtelbett wird ein Winkel von 60° angenommen:

$$A_{b,prov} = (a_{prov,BSH} + 2 \cdot d_{Mörtelbett}/\tan\alpha) \cdot (b_{BSH} + 2 \cdot d_{Mörtelbett}/\tan\alpha)$$

Dabei sind:

$d_{Mörtelbett}$	Dicke des Mörtelbetts;
α	Lastausbreitungswinkel im Mörtel.

$$A_{b,prov} = (150 + 2 \cdot 60/\tan 60) \cdot (140 + 2 \cdot 60/\tan 60) = 45892 \text{ mm}^2$$

Da $A_{b,prov} = 45892 \text{ mm}^2$ größer ist als $A_{b,req} = 41421 \text{ mm}^2$, ist der Nachweis der Teilflächenbelastung erfüllt.

KAPITEL 6: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

6-1 ZUSAMMENFASSUNG

6-1.1 ZUSTAND DER AUSGEWÄHLTEN DACHTRAGWERKE DER GRAZER DACHLANDSCHAFT

In Kapitel 3 wurden die Zustände ausgewählter Dachtragwerke der Grazer Dachlandschaft, welche überwiegend in der öffentlichen Hand liegen, beschrieben. So handelt es sich bei den vorliegenden Daten des Instituts für Holzbau und Holztechnologie meist um bedeutende Dachstühle der Grazer Dachlandschaft. Hier kann angenommen werden, dass diese einer intensiveren Wartung und Instandsetzung unterliegen, als es bei Objekten im Privateigentum der Fall ist. Nichtsdestotrotz liegt der Instandsetzungsbedarf der Objekte bei 82 %. Somit liegt die Vermutung nahe, dass die Eigentümer der Dachräume der Grazer Altstadt ihren Pflichten zum Erhalt der Dachlandschaft nach dem Grazer Altstadterhaltungsgesetz 2008 [8] nur unzureichend nachkommen.

Folglich könnten von der Politik Lösungsvorschläge unterbreitet werden, um einen Anreiz zur wirtschaftlichen Wertsteigerung dieser bis dato ungenutzten Flächen zu schaffen, welcher mit einer qualitativen Aufwertung der Bausubstanz einherginge. Hinsichtlich einer Nutzungsänderung der gegenwärtigen Dachräume bieten sich generell zwei Möglichkeiten:

- Ausbau des Bestandes oder
- eine Aufstockung bzw. ein Verdichten des gegenwärtigen Dachraumes.

Eine Aufstockung und somit das Abtragen des Bestandes würde den Vorteil bringen, dass die bereits instandsetzungsbedürftige Substanz nicht durch einen unsachgemäßen Ausbau in seiner Tragfähigkeit beeinträchtigt würde.

So wäre es im Sinne der Eigentümer der Gründerzeitblöcke, außerhalb der Schutzzone I durch geeignete, dem Stand der Technik entsprechende Konzepte Aufstockungen bzw. Dachverdichtungen durchzuführen. Aufgrund der innerstädtischen Lage sollten bauzeitsparende, emissionsarme Konstruktionsansätze gefunden und angewendet werden. Aufgrund der beschriebenen Eigenschaften würden sich die in dieser Studie betrachteten Konzepte der Dachverdichtung mit modularem Holzbau anbieten.

Die ausgearbeiteten Lösungskonzepte zeigen hierfür geeignete Vorschläge sowohl für Aufstockungen, welche die gegenwärtige Dachkontur übernehmen als auch für solche, welche diese Kontur durchdringen.

Aufstockungen innerhalb der gegenwärtigen Kontur können bei nicht erhaltenswerten Dachstühlen angewandt werden, womit das Ensemble in den sensiblen Zonen geschützt werden kann. Diese Varianten wären aus der Sicht des Verfassers nach gegenwärtigem Rechtsstand im Sinne einer positiven Bewilligung möglich, wobei auf eine geeignete Gestaltung der Gebäudehülle, Fensterpositionen, etc. geachtet werden müsste.

Bei den Verdichtungsvarianten, welche eine Durchdringung der gegenwärtigen Dachkontur beabsichtigen, ist nach aktueller Rechtslage keine positive Bewilligung zu erwarten. Dies wurde bewusst in Kauf genommen, um eine zukunftsweisende, mehrgeschossige Dachverdichtung aufzuzeigen, mit welcher die gesamte Nettogeschossfläche einer wirtschaftlichen Nutzung zugeführt werden könnte. Wird nämlich angenommen, dass die Stadt der Zukunft bereits gebaut ist, so muss eine Möglichkeit geschaffen

werden, um den steigenden Bevölkerungszuwachs nachzukommen. Durch diese Form der Dachverdichtung könnten von Mikrowohnungen bis hin zu Alternativen zu Einfamilienhäusern am Stadtrand im bereits bestens erschlossenen Raum geschaffen werden.

6-1.2 STATISCHE BERECHNUNG DES VERDICHTUNGSKONZEPTE „FALTWERK-LÖSUNG“ IN BSP

Der Holzwerkstoff Brettsperrholz (BSP) erfährt in den letzten Jahren deutlich mehr Zuspruch im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus. Durch die kreuzweise Verleimung einzelner Brettlagen können aus dem Werkstoff Holz großflächige Bauteile geschaffen werden, welche als Platten, Scheiben oder in komplexen Tragstrukturen als Falwerk eingesetzt werden können.

Ziel des Kapitel 5 war, die statische Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit (SLS) sowie die Nachweise der Falwerkskanten zu führen. Aufbauend auf die Bauaufnahme des Gartentraktes der Alten Technik [46], einem Gebäude der Technischen Universität Graz, wurde die Geometrie des Verdichtungskonzeptes „Falwerk-Lösung“ unter Berücksichtigung der maximal produzierbaren BSP Länge und Breite nach [52] und Beibehalt der gegenwärtigen Dachform gewählt.

Die Tragstruktur der „Falwerk-Lösung“ wurde mit der FEM-Statiksoftware „RFEM“ der Firma Dlubal Software GmbH modelliert und berechnet. Dabei wurden die Steifigkeitskennwerte des Brettsperrholzes mit Hilfe des Zusatzmoduls „RF-Laminat“ unter Berücksichtigung von [68] definiert. Anschließend wurde eine iterative Berechnung durchgeführt, wobei die Steifigkeiten der Verbindungsmittel nach [54] durch wiederholte Nachweisführung der Verbindungen mit den resultierenden Kräften der Liniengelenke berücksichtigt wurden. Weiters wurden die Steifigkeitskennwerte des Sylodyn®-Elastomer in den Auflagern des Falwerkträgers und in den Auflagerpunkten der Rippenplatten mitberücksichtigt. Dabei erfolgte die Nachweisführung der Brettsperrholzelemente und jene der Verbindungsmittel mit dem Tabellenkalkulationsprogramm „Excel“.

Bei der Gestaltung der Verbindungen wurde auf eine Montierbarkeit der Verbindungsmittel wertgelegt. So stand am Beispiel der beschriebenen „Einhängeelemente“ nur mehr eine reduzierte Länge zur Verfügung, in der die Verbindungsmittel eingebracht werden können. Dies lag daran, dass die Dachvorsprünge bereits vormontiert wurden und deshalb die Zugänglichkeit der Schraubverbindung hinsichtlich des Einbringens berücksichtigt werden musste.

Rückblickend ist festzuhalten, dass diese beschriebene Falwerk-Lösung einen geeigneten Lösungsvorschlag zur Dachverdichtung von Gründerzeitblöcken darstellt. Dieses Konzept ist eine moderne Alternative zum klassischen Sparrendach. Damit kann ein gänzlich stützenfreies Dachgeschoß realisiert werden, welches eine freie Raumnutzung ermöglicht. Laut Messungen aus dem GIS-Steiermark liegen die üblichen Abstände zwischen den Feuermauern der Grazer Gründerzeitblöcke zwischen 15 m bis 18 m. Lediglich einzelne Häuser bzw. einzelne Eckgebäude weisen eine Spannweite von über 20 m auf. Somit ist die erarbeitete Lösung für den Großteil der Grazer Gründerzeitblöcke anwendbar und kann deshalb als Anregung zur Dachverdichtung von Gründerzeitblöcken angesehen werden.

6-2 AUSBLICK

In anknüpfenden Forschungsarbeiten könnten noch weitere Aspekte der Verdichtung von Dachräumen mit der sogenannten „Faltwerk“-Lösung erarbeitet werden. Diese sollten unter anderem bauphysikalische und brandschutztechnische Überlegungen beinhalten, welche bei Dachgeschoßausbauten große Bedeutung haben. Weiters wären Untersuchungen des gegenwärtigen Mauerwerks der Grazer Gründerzeitblöcke nötig. Darin könnten die für diese Arbeit getroffenen Annahmen der Festigkeiten des Mauerwerks überprüft und die Auswirkungen der Verdichtung auf den Bestand analysiert werden.

Von großem Interesse wäre die Schaffung eines Prototyps, welcher nach einem architektonischen Entwurf berechnet und ausgeführt werden sollte.

Im Bereich der Bemessung des Brettsperrholzes erfordert die kombinierte Beanspruchung als Platte und Scheibe, wodurch Schubspannungen aus Querkräften sowie Schubspannungen aus Scheibenschubkräften entstehen, weiteren Forschungsbedarf. Deshalb sollten weitere Erkenntnisse über die Versagenshypothesen bei gleichzeitiger Beanspruchung gewonnen werden.

Literaturverzeichnis

- [1] D. Matzler, A. Ringhofer und G. Schickhofer, „Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittel modularen Holzbau,“ *OiB aktuell - Mehrgeschossiger Holzbau*, pp. 22-25, 04 2019.
- [2] D. Matzler, A. Ringhofer und G. Schickhofer, Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau - Zwischenbericht, Graz, 2019.
- [3] I. Pirstinger, Gründerzeitstadt 2.1. Die Nachverdichtung von Gründerzeitquartieren - Ein Modell zur inneren Stadterweiterung, Graz, 2013.
- [4] I. Pirstinger, M. Pfleger, H. Horni, K. Petzold, H.-M. Neumann, M. Klement und D. Jauslin, „DOKONARA 2009 – Beiträge zur nachhaltigen Stadt- und Regionalentwicklung,“ Kassel, Ulf Hahne (Hrsg.), 2009, pp. 5-16.
- [5] Magistrat Graz - Präsidialabteilung, Referat für Statistik, „Bevölkerungsprognose 2015 - 2034 für die Landeshauptstadt Graz,“ Juli 2015. [Online]. Available: http://www1.graz.at/Statistik/bevoelkerung/Bevoelkerungsprognose_2015_2034.pdf. [Zugriff am 10 07 2019].
- [6] Magistrat Graz - Präsidialabteilung, Referat für Statistik, „<https://www.graz.at/>,“ Anwesende Bevölkerung nach Wohnsitz und Geschlecht pro Bezirk, Stand 01.07.2019, [Online]. Available: http://www1.graz.at/Statistik/Bevoelkerung/aktuelles_quartal.pdf. [Zugriff am 12 07 2019].
- [7] Land Steiermark, „Gesetz mit den Bauvorschriften für das Land Steiermark. Stmk. BauG vom 01.08.2019,“ 04 04 1995. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000070>. [Zugriff am 31 07 2019].
- [8] Land Steiermark, „Grazer Altstadterhaltungsgesetz. GAEG 2008, vom 01.08.2019,“ 01 12 2008. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000162>. [Zugriff am 31 07 2019].
- [9] Stadtvermessungsamt Graz, Geoinformation, Online Services, „<https://www.graz.at/>,“ [Online]. Available: <https://geodaten.graz.at/WebOffice/synserver?project=schutzzonen&client=core>. [Zugriff am 31 07 2019].
- [10] Land Steiermark, „Erhaltung der Dachlandschaft im Schutzgebiet nach dem Grazer Altstadterhaltungsgesetz vom 01.08.2019,“ 25 11 1986. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000897>. [Zugriff am 21 07 2019].
- [11] Land Steiermark, „Ortsbildgesetz 1977,“ 01 08 2019. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000161>. [Zugriff am 31 07 2019].
- [12] Landesregierung, Land Steiermark - Amt der Steiermärkischen, „<http://www.umwelt.steiermark.at/>,“ [Online]. Available: <http://www.umwelt.steiermark.at/cms/ziel/686638/DE/>. [Zugriff am 31 07 2019].
- [13] Republik Österreich, „Bundesgesetz betreffend den Schutz von Denkmalen wegen ihrer geschichtlichen, künstlerischen oder sonstigen kulturellen Bedeutung (Denkmalschutzgesetz - DMSG),“ 01 01 2014. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=Bundesnormen&Gesetzesnummer=10009184>. [Zugriff am 31 07 2019].

- [14] A. Meisel, G. Silly und G. Schickhofer, „D(N)achhaltigkeit Graz - Forschungsbericht,“ Graz, 2011.
- [15] M. Andreas, Historische Dachwerke. Beurteilung, realitätsnahe statische Analyse und Instandsetzung, Graz: Verlag der Technischen Universität Graz., 2015.
- [16] ÖNORM EN 1990, 2013-03: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [17] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU10-904-8, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 29.10.2010.
- [18] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU10-904-2, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 29.10.2010.
- [19] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU10-904-11, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 29.10.2010.
- [20] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU10-904-4, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 29.10.2010.
- [21] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU10-904-3, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 29.10.2010.
- [22] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU10-904-6, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 29.10.2010.
- [23] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU-10-904-5, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 29.10.2010.
- [24] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU10-427-1, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 01.07.2010.
- [25] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme GU10-904-10, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 29.10.2010.
- [26] G. Schickhofer, A. Meisel und G. Silly, Gutachterliche Stellungnahme Nr. GU10-904-9, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 25.08.2010.
- [27] A.-S. Seebeck, Bestandserfassung und Analyse historischer Dachwerke am Beispiel der LFS Grottenhof, Masterarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2019.
- [28] R. Popatnig, Dachausbau im historischen Bestand Rahmenbedingungen, Bestandsanalyse und statische Bearbeitung am Beispiel der "Alten Technik", Masterarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie., 2018.
- [29] A. Meisel, Historische Dachstühle: Tragsysteme, Bestandserfassung, statische Analyse und Sanierung mit flächenhaften Holzwerkstoffen, Diplomarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2009.
- [30] A. Meisel und G. Silly, Unterlagen der Besichtigungen der Bauaufnahmen im Zuge des Forschungsprojektes D(N)achhaltigkeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie.
- [31] G. Schickhofer und K. Ganster, Hrsg , VORFERTIGEN und MODULARISIEREN im Holzbau, Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2018.
- [32] M. Pijavec, Schaffung von Wohnraum mitvorgefertigten Modulen aus Brettspertholz zur Vermeidung informeller Siedlungsformen, Masterarbeit, Technische Universität Graz. Institut für

- Holzbau und Holztechnologie, 2017.
- [33] P. S. Landsberg Heike, Holzsysteme für den Hochbau: Grundlagen, Systeme, Beispiele, Stuttgart: Springer, 1999.
- [34] W. Huß, M. Kaufmann und K. Merz, Holzbau - Raummodule, München: DETAIL, 2018.
- [35] J. Kaufmann, Interviewee, *Kaufmann Bausysteme - Werksbesichtigung Kalwang*. [Interview]. 11 10 2018.
- [36] „Kaufmann Bausysteme,“ [Online]. Available: <https://kaufmannbausysteme.at/de/produktionskalwang>. [Zugriff am 26 07 2019].
- [37] Armbruster, C., Böhm, A., Eder, A., Haslehner, B., Genböck, M, Gruber, S., Bauen mit Holz in Oberösterreich, Linz: proHolz Oberösterreich, 2011.
- [38] A. Klamminger, Präsentation aus Konstruktionen in Holz, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2019.
- [39] K. Tschavogova, „proholz Austria,“ [Online]. Available: <http://www.proholz.at/zuschnitt/06/anbau-hotel-post/>. [Zugriff am 27 07 2019].
- [40] J. Waldhör, Um- und rückbaubar Konstruieren, Diplomarbeit, Technische Universität Graz, Institut: Institut für Hochbau, Technische Universität, 2014.
- [41] Bundesministerium für Digitalisierung und Wirtschaftsstandort, „Gesamte Rechtsvorschrift für Abfallwirtschaftsgesetz 2002,“ 23 07 2019. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=Bundesnormen&Gesetzesnummer=20002086>. [Zugriff am 23 07 2019].
- [42] Binderholz GmbH, „www.binderholz.com,“ [Online]. Available: https://www.binderholz.com/fileadmin/user_upload/books/de/bbs/6/index.html. [Zugriff am 31 07 2019].
- [43] H. Kaufmann, S. Krötsch und S. Winter, Atlas Mehrgeschossiger Holzbau, München : Detail Business Information GmbH, 2017.
- [44] Gangoly, Frühwirth, Lechner, Dense Cities - Projektübung Gründerzeitblock, Graz: Technische Universität Graz. Institut für Gebäudelehre, 2011.
- [45] M. Strobl, Chance Gründerzeitblock, Diplomarbeit, Technische Universität Graz, Institut für Gebäudelehre, Technische Universität, 2008.
- [46] A. Malagic, Historic Timber Roof Structures, Assessment and Analysis on example of Roof Structure 'TU Graz Alte Technik', Master thesis, University of Rijeka,, 2019.
- [47] freiraum ZT gmbh, „Studie - Aufstockung Technische Universität Graz Rechbauerstraße,“ STAND 05.06.2019.
- [48] O. Kapfinger und U. Wieler, RIESS WOOD³ MODULARE HOLZBAUSYSTEME, Wien: SpringerWienNewYork, 2007.
- [49] C. Riccabona und K. Mezera, Baukonstruktionslehre / Baukonstruktionslehre 1, Wien: Manz Verlag Schulbuch GmbH, 2010.
- [50] Österreichisches Institut für Bautechnik, OIB-Richtlinie 2: Brandschutz: OIB-330.2-011/15, Wien, 2019.

- [51] B. Thomas, focus_sts_2.2.3_1 - Darstellung und praxistaugliche Aufbereitung für die Ermittlung mitwirkender Plattenbreiten von BSP-Elementen - Forschungsbericht, Graz: holz.bau forschungs gmbh, 2013.
- [52] Deutsches Institut für Bautechnik, ETA-06/0009, Europäische Technische Bewertung, Binderholz Brettsperrholz BBS - Massives plattenförmiges Holzbauelement zur Verwendung als tragendes Bauteil in Bauwerken, 2017.
- [53] Österreichisches Institut für Bautechnik, OIB-Richtlinie 3: Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz: OIB-330.3-007/19, Wien, 2019.
- [54] ÖNORM B 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten: Teil 1-1: Allgemeines — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, 2019.
- [55] ÖNORM EN 14080: Holzbauwerke — Brettschichtholz und Balkenschichtholz — Anforderungen, 2013.
- [56] Z-9.1-890: Allgemeine Bauartgenehmigung: Verwendung von Furnierschichtholz "Pollmeier Fichte LVL S" und "Pollmeier Fichte LVL Q", Deutsches Institut für Bautechnik, 2019.
- [57] ÖNORM EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke: Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen — Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, 2011.
- [58] ÖNORM EN 1991-1-3, Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen — Schneelasten, 2016.
- [59] ÖNORM B 1991-1-3, Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten, 2013.
- [60] ÖNORM EN 1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten, 2011.
- [61] ÖNORM B 1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten, 2013.
- [62] ÖNORM B 1991-1-1: Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen — Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau, 2011.
- [63] ÖNORM EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2013.
- [64] ÖNORM EN 16351: Holzbauwerke — Brettsperrholz — Anforderungen, 2015.
- [65] G. Schickhofer, T. Bogensperger und T. Moosbrugger, BSPHandbuch: Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz, Verlag der Technischen Universität Graz, 2010.
- [66] Österreichisches Institut für Bautechnik, ETA-12/0281: Europäische Technische Bewertung: Hasslacher Cross Laminated Timber: Massive plattenförmige Holzbauelemente für tragende Bauteile in Bauwerken, 2018.
- [67] proHolz Austria, Zuschnitt: Zeitschrift über Holz als Werkstoff und Werke in Holz, Wien, September 2008 Nr. 31.
- [68] T. Bogensperger und G. Silly, Zweiachsige Lastabtragung von Brettsperrholzplatten, Ernst & Sohn; Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG. Bautechnik 91, Heft 10, Seite 742 – 752., 2014.
- [69] Dlubal Software GmbH, Programm-Beschreibung - Zusatzmodul: RF-LAMINATE - Bemessung

- von Laminatflächen, Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach, Deutschland, 2013.
- [70] Dlubal Software GmbH, RFEM 5 - Benutzer Handbuch - Räumliche Tragwerke nach der Finiten Elemente Methode, Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach, Deutschland, 2020.
- [71] Getzner Werkstoffe GmbH, Bemessungskonzept - Sylomer und Sylodyn, 2019.
- [72] Getzner Werkstoffe GmbH, Übersicht Sylodyn - Werkstoffdatenblatt, 2019.
- [73] ÖNORM EN 338 - Bauholz für tragende Zwecke — Festigkeitsklassen, 2016.
- [74] ÖNORM EN 338 - Bauholz für tragende Zwecke — Festigkeitsklassen, 2016.
- [75] Formelsammlung Teil BSP - Übungsunterlage - Institut für Holzbau und Holztechnologie- TU Grz, 2019.
- [76] G. Silly, Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettsperrholz (BSP), Graz: TU Graz, 2010.
- [77] G. Silly, T. Bogensperger und M. Augustin, „Twisting Strength and Stiffness of CLT - Modelling and Appropriate Test Configurations,“ *World Conference on Timber Engineering*, 2016.
- [78] ÖNORM EN 1995-1-1 (2014), ‘Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)’.
- [79] H. Kreuzinger und B. Mohr, Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz, Forschungsvorhaben durchgeführt für die EGH in der DGfH, TU München, Fachgebiet Holzbau, Abschlussbericht Januar 1999.
- [80] Deutsches Institut für Bautechnik, ETA-11/0190: Würth selbstbohrende Schrauben, Selbstbohrende Schrauben als Holzverbindungsmittel, 2013.
- [81] D. Gross, W. Hauger, J. Schröder und W. A. Wall, Technische Mechanik 3 - Kinetik, Berlin: Springer-Verlag GmbH Deutschland, 2019.
- [82] Rotho Blaas GmbH, HOLZBAUVERBINDER rothoblaas, Kurtatsch (BZ).
- [83] ETA-Danmark A/S, ETA-04/0013: CNA Connector nails and CSA Connector screws: Nails and screws for use in nailing plates in timber structures, Nordhavn, 2019.
- [84] Deutsches Institut für Bautechnik, Z-9.1-890: Allgemeine Bauartgenehmigung: Verwendung von Furnierschichtholz "Pollmeier Fichte LVL S" und "Pollmeier Fichte LVL Q", 2019.
- [85] M. Wallner-Novak, M. Augustin, J. Koppelhuber und K. Pock, Brettsperrholz Bemessung Band II: Anwendungsfälle, Wien: proHolz Austria, 2018.
- [86] W. Jäger, Mauerwerk-Kalender 2012 : Eurocode 6, Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [87] K. Andreas, Skriptum aus der VU E+E Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten. Wien: E206-4 Institut für Hochbau und Technologie, Wien: TU Wien, 2012 .
- [88] ÖNORM EN 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (konsolidierte Fassung), 2013.
- [89] ÖNORM B 1996-1-1 Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1, 2016.
- [90] D. I. f. Bautechnik, Z-16.8-467: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Getzner Sylomer.

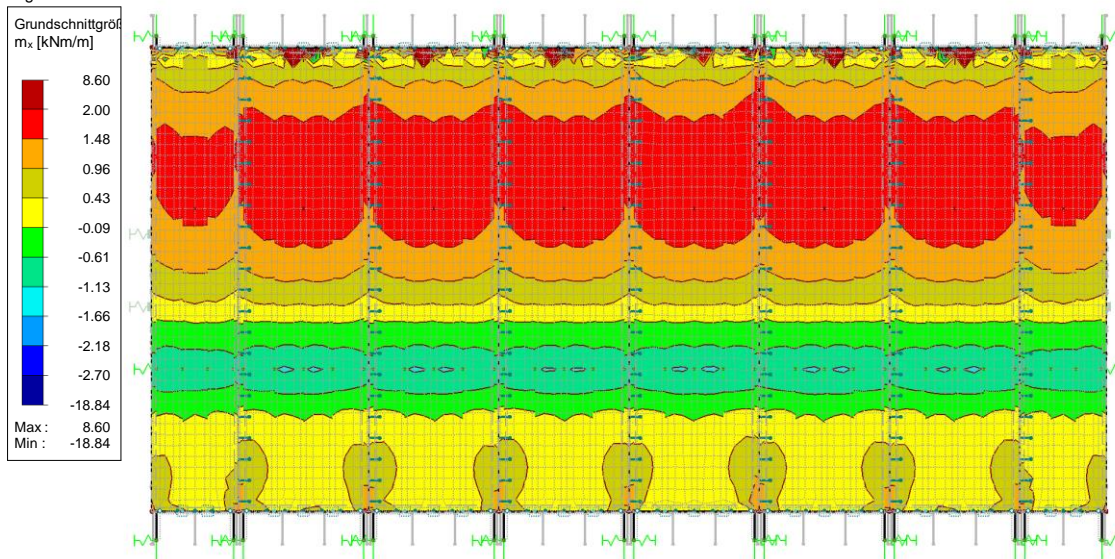
- [91] D. I. f. Bauwesen, Z-16.8-468: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Getzner Sylodyn.
- [92] U. Harald, VERBUNDBAU - Skript, Graz: TU Graz, 2017.
- [93] G. Flatscher, K. Bratulic, R. Brandner und G. Schickhofer, „Zusammenfassende und weiterführende Arbeiten zum Verhalten von BSP-Tragwerken bei der Beanspruchungssituation Erdbeben,“ holz.bau forschung gmbh, Graz, 2013.
- [94] H. Bachmann, Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Hrsg., Zürich: Birkhäuser Verlag, 2002.
- [95] B. Dujic, S. Klobcar and R. Zarnic, “Influence of Openings on Shear Capacity of Wooden Walls,” in *Proceedings of the 40th CIB-W18*, Bled, 2007.
- [96] CEN, *EN 1995-1-1: Design of timber structures. Part -1-: General - Common rules and rules for buildings.*, CEN, Ed., Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [97] Federation of the Finnish Woodworking Industries, LVL Handbook EUROPE, Punamusta, Finland, 2020.

ANHANG A SCHNITTKRAFTVERLÄUFE BSP-ELEMENTE

DECKPLATTEN RIPPENDECKE 3S -35/30/35

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen m_x [kNm/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

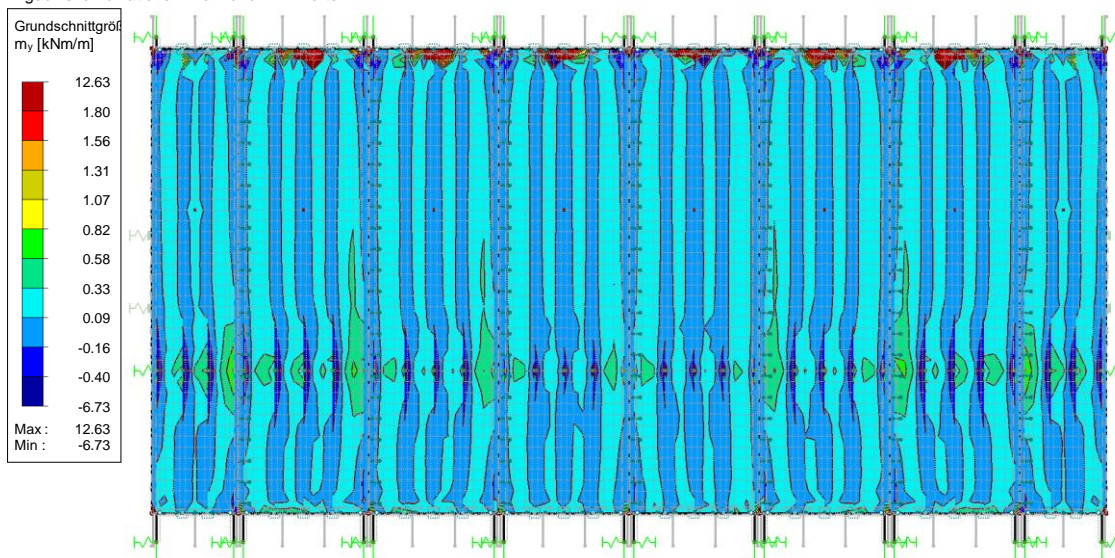


Flächen Max m_x : 8.60, Min m_x : -18.84 [kNm/m]

Abbildung 6.1 Grundschnittgröße m_x der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen m_y [kNm/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

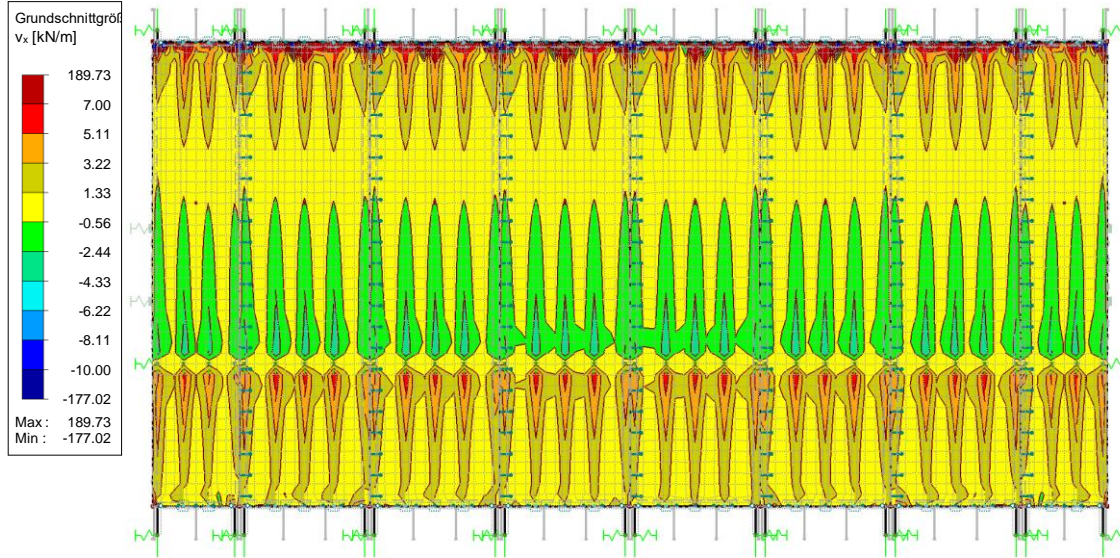


Flächen Max m_y : 12.63, Min m_y : -6.73 [kNm/m]

Abbildung 6.2 Grundschnittgröße m_y der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen v-x [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

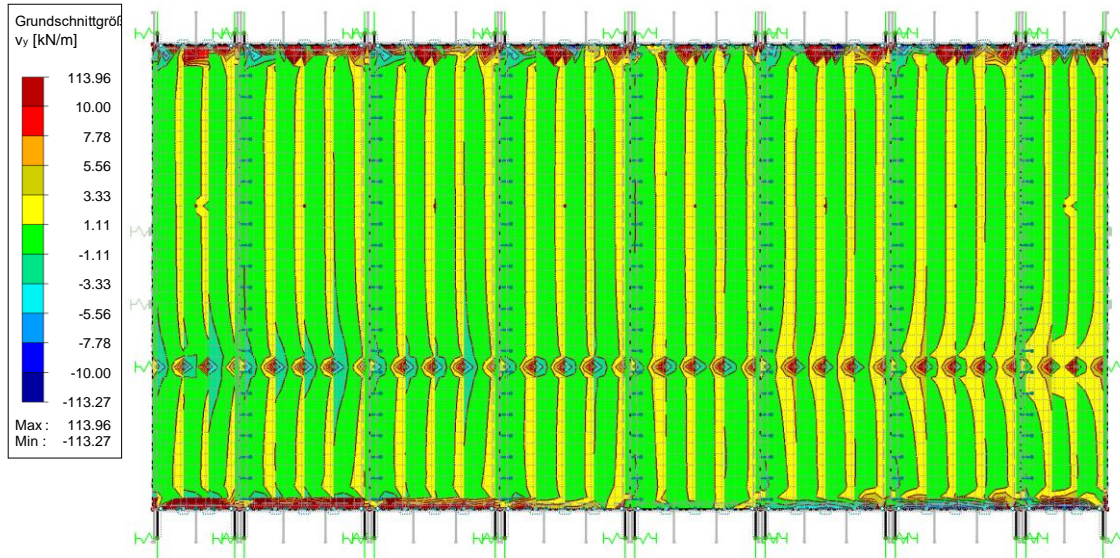


Flächen Max v-x: 189.73, Min v-x: -177.02 [kN/m]

Abbildung 6.3 Grundschnittgröße v_x der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen v-y [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

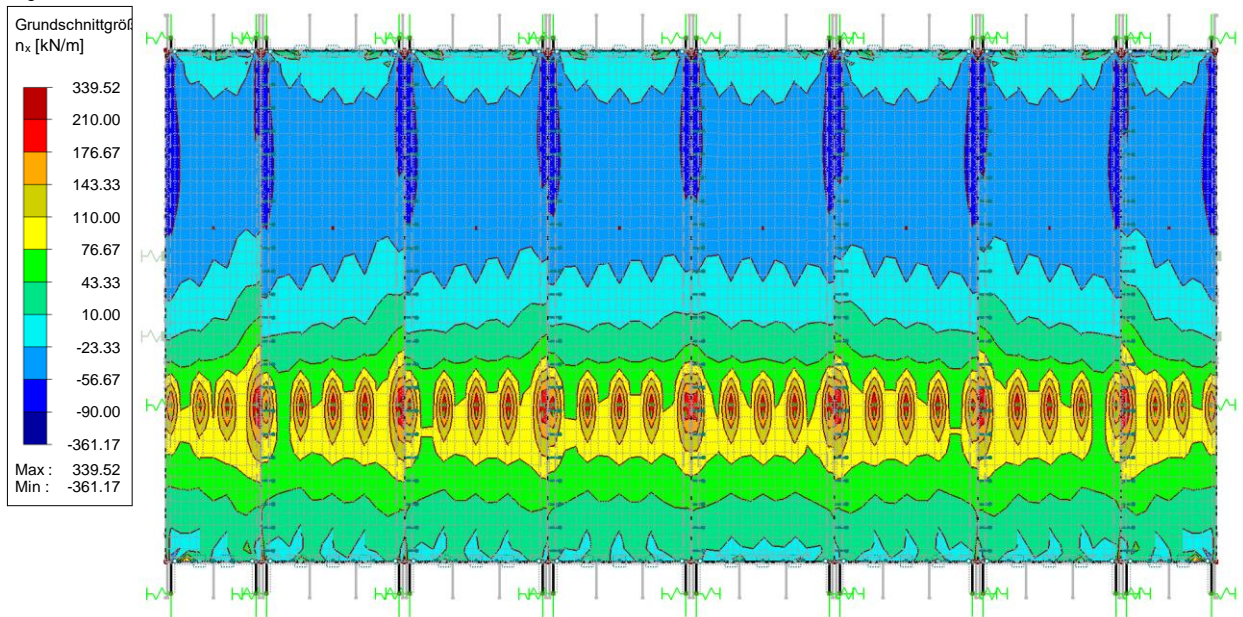


Flächen Max v-y: 113.96, Min v-y: -113.27 [kN/m]

Abbildung 6.4 Grundschnittgröße v_y der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n_x [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

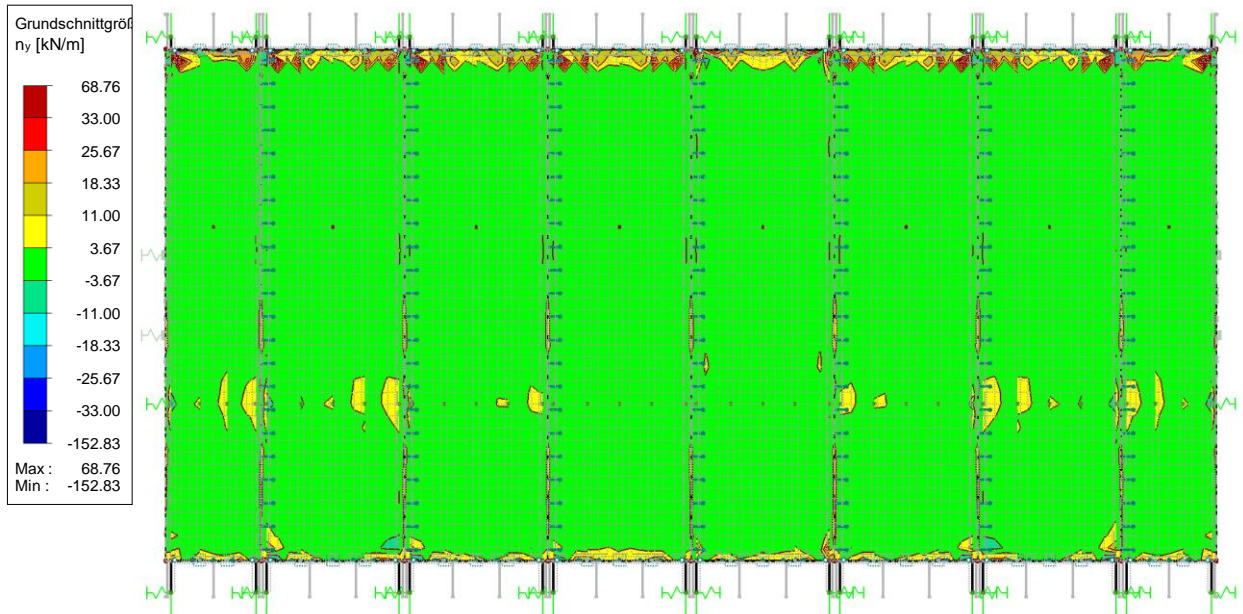


Flächen Max n_x : 339.52, Min n_x : -361.17 [kN/m]

Abbildung 6.5 Grundschnittgröße n_x der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n_y [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

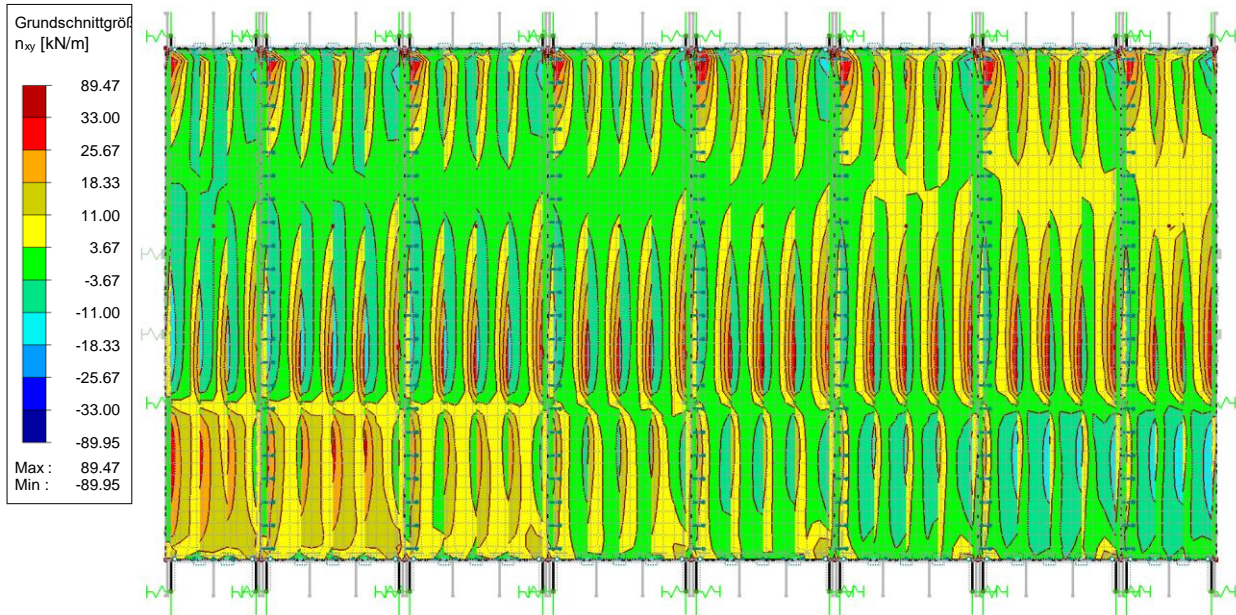


Flächen Max n_y : 68.76, Min n_y : -152.83 [kN/m]

Abbildung 6.6 Grundschnittgröße n_y der Deckplatten Rippendecke

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n_{xy} [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung



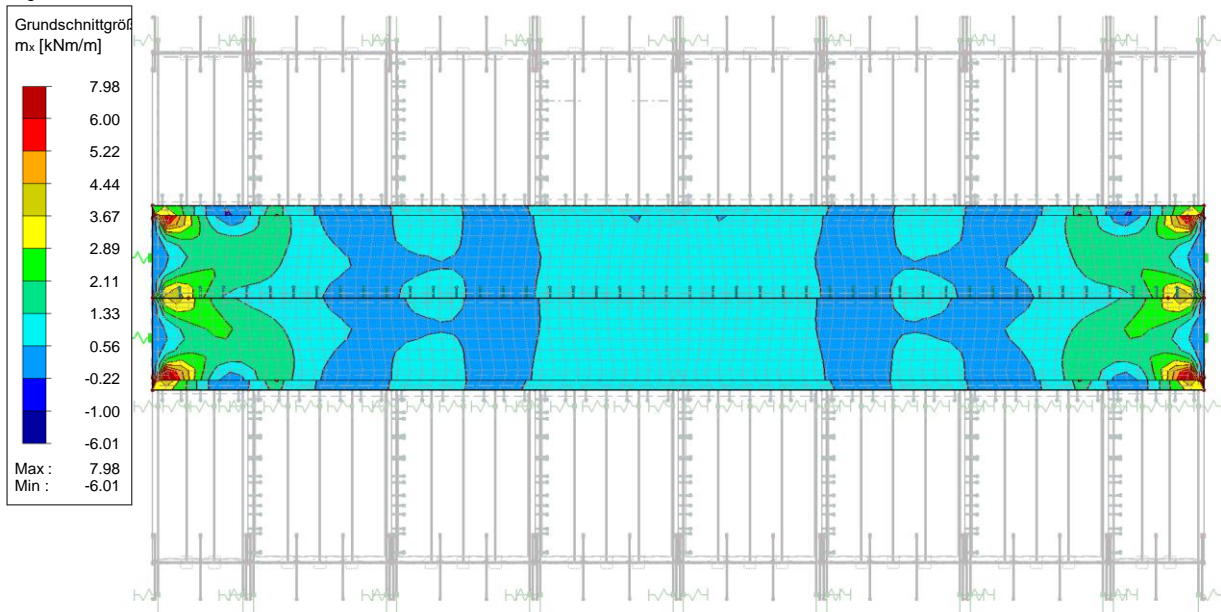
Flächen Max n_{xy} : 89.47, Min n_{xy} : -89.95 [kN/m]

Abbildung 6.7 Grundschnittgröße n_{xy} der Deckplatten Rippendecke

FALTWERKTRÄGER 5S – 20/20/20/20/20

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen m_x [kNm/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

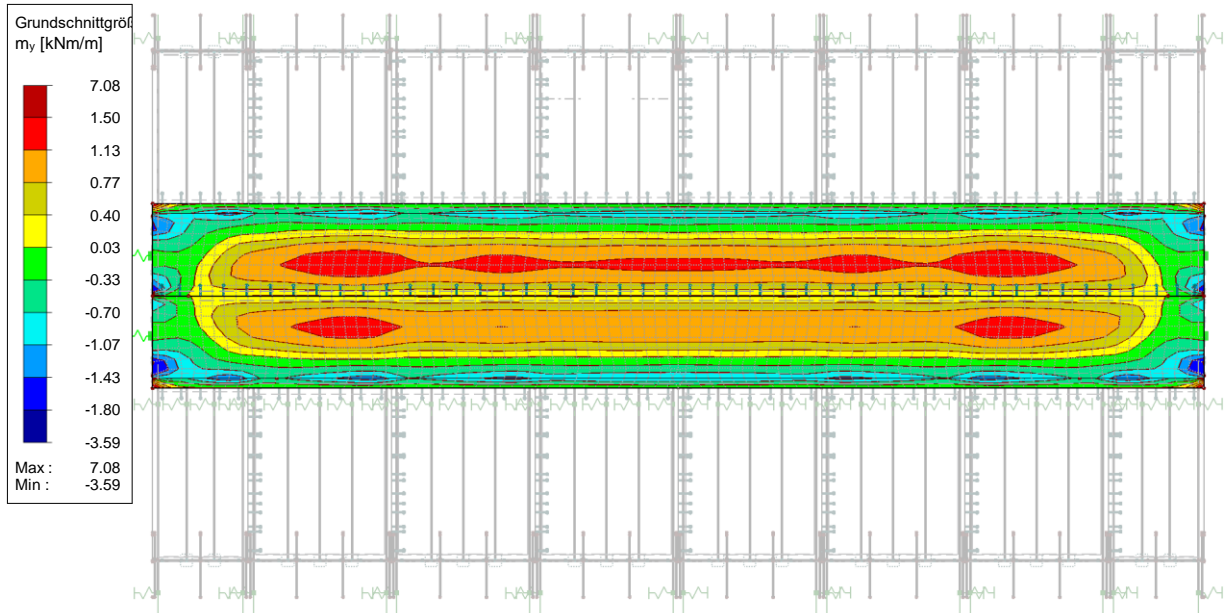


Flächen Max m_x : 7.98, Min m_x : -6.01 [kNm/m]

Abbildung 6.8 Grundschnittgröße m_x des Faltwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen m-y [kNm/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

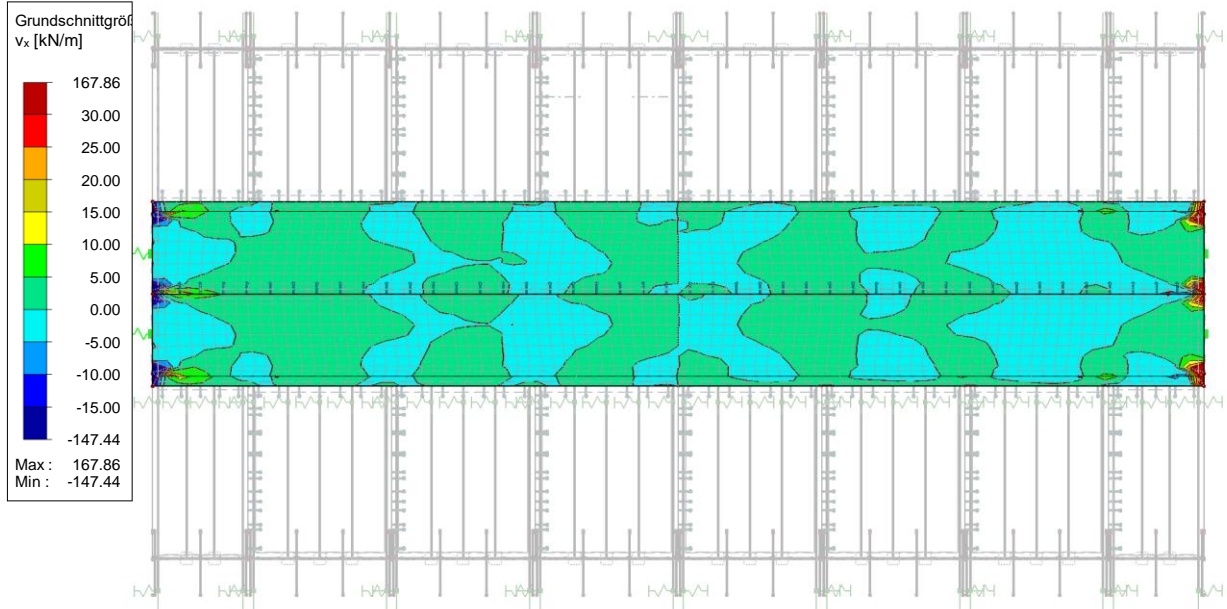


Flächen Max m-y: 7.08, Min m-y: -3.59 [kNm/m]

Abbildung 6.9 Grundschnittgröße m_y des Faltenwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen v-x [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

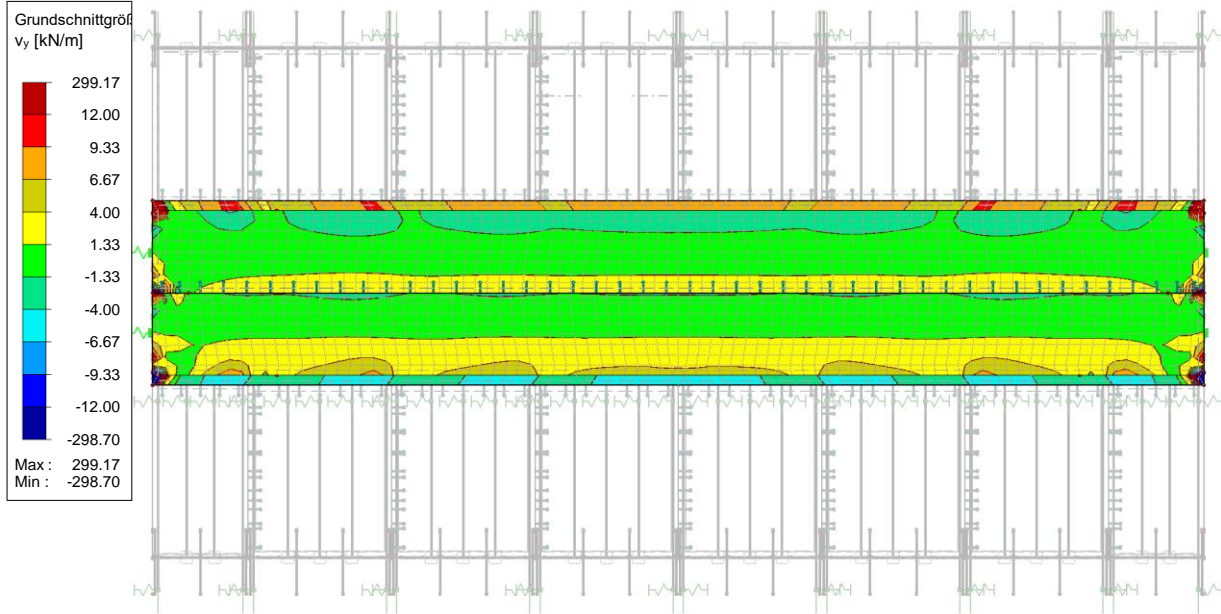


Flächen Max v-x: 167.86, Min v-x: -147.44 [kN/m]

Abbildung 6.10 Grundschnittgröße v_x des Faltenwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen v_y [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

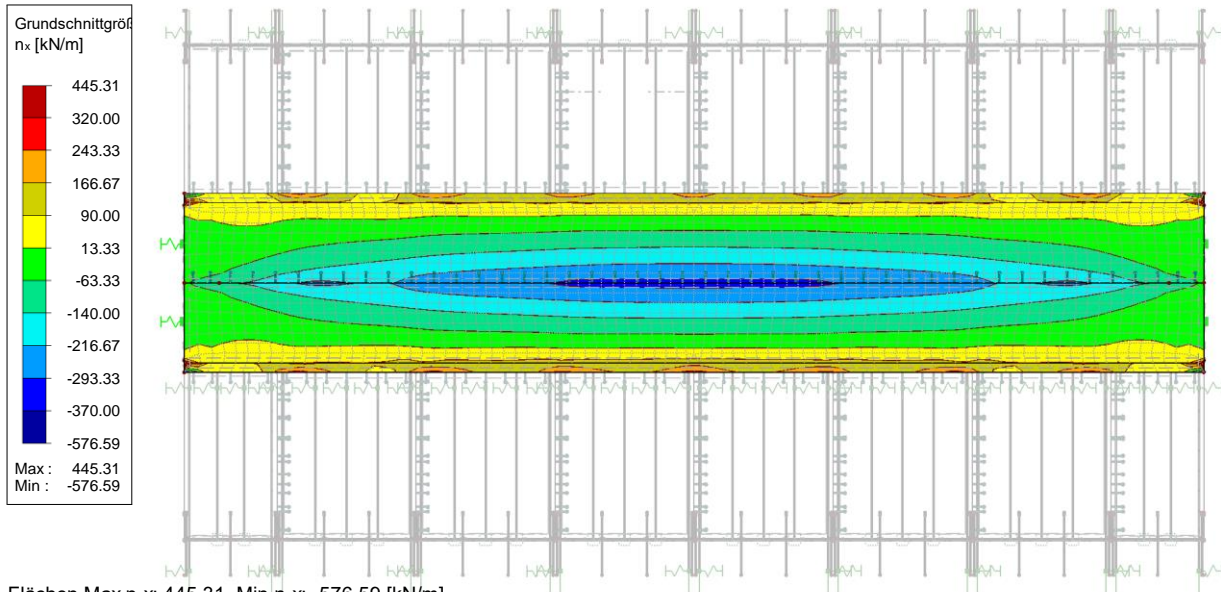


Flächen Max v_y : 299.17, Min v_y : -298.70 [kN/m]

Abbildung 6.11 Grundschnittgröße v_y des Faltwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n_x [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung



Flächen Max n_x : 445.31, Min n_x : -576.59 [kN/m]

Abbildung 6.12 Grundschnittgröße n_x des Faltwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n_y [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

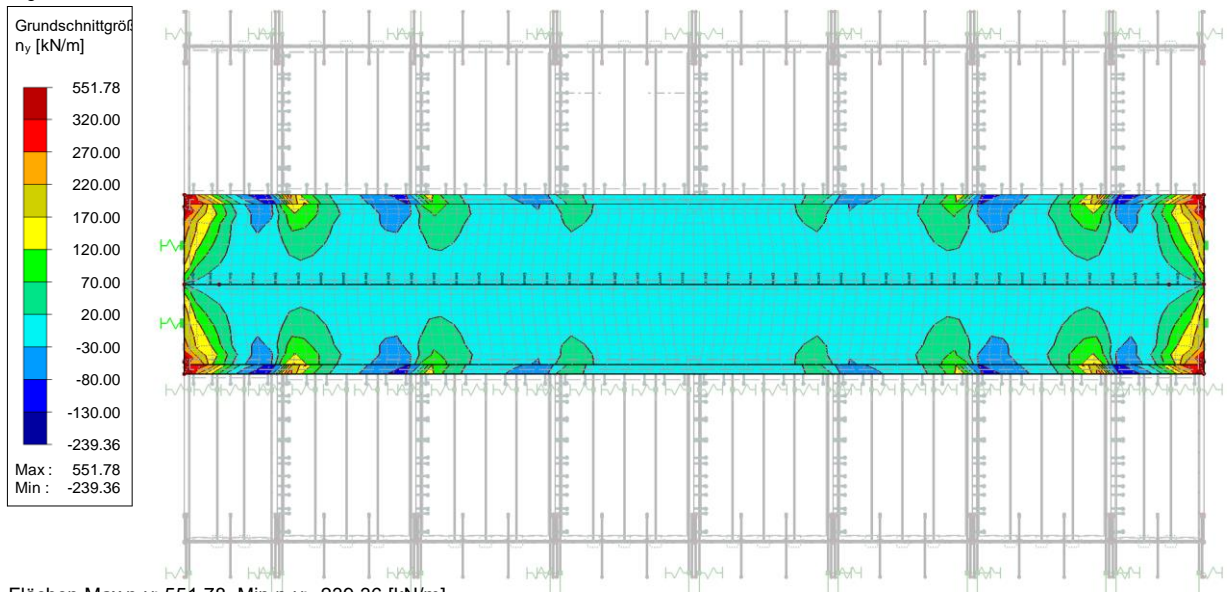


Abbildung 6.13 Grundschnittgröße n_y des Faltenwerkträgers

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n_{xy} [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

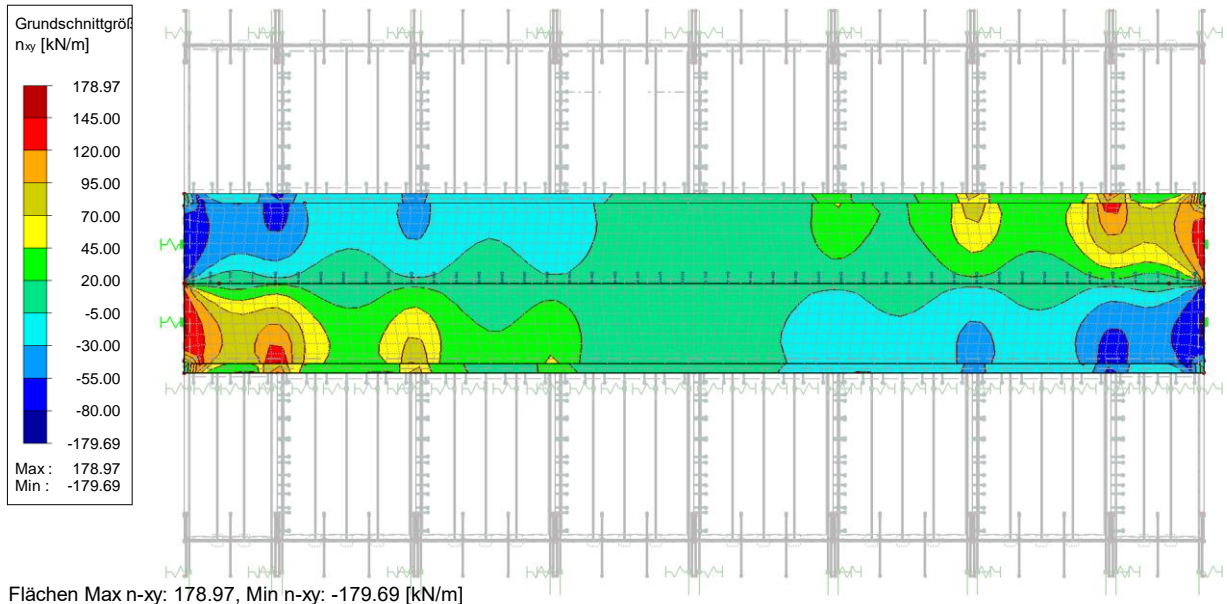


Abbildung 6.14 Grundschnittgröße n_{xy} des Faltenwerkträgers

SCHOTT 5S 20/30/20/20

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen m_x [kNm/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

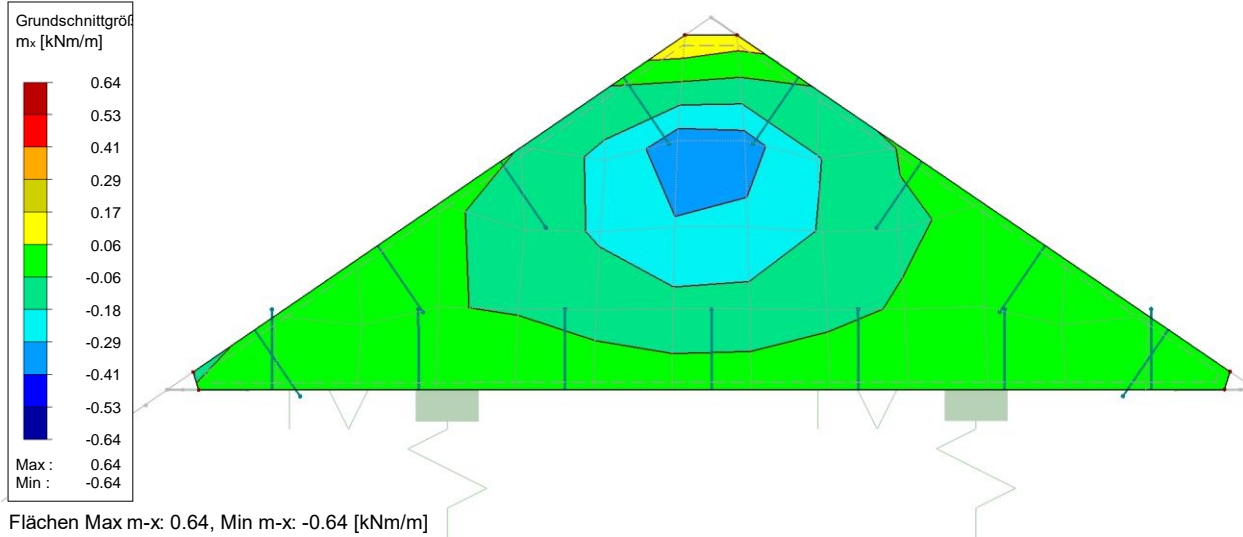


Abbildung 6.15 Grundschnittgröße m_x der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen m_y [kNm/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

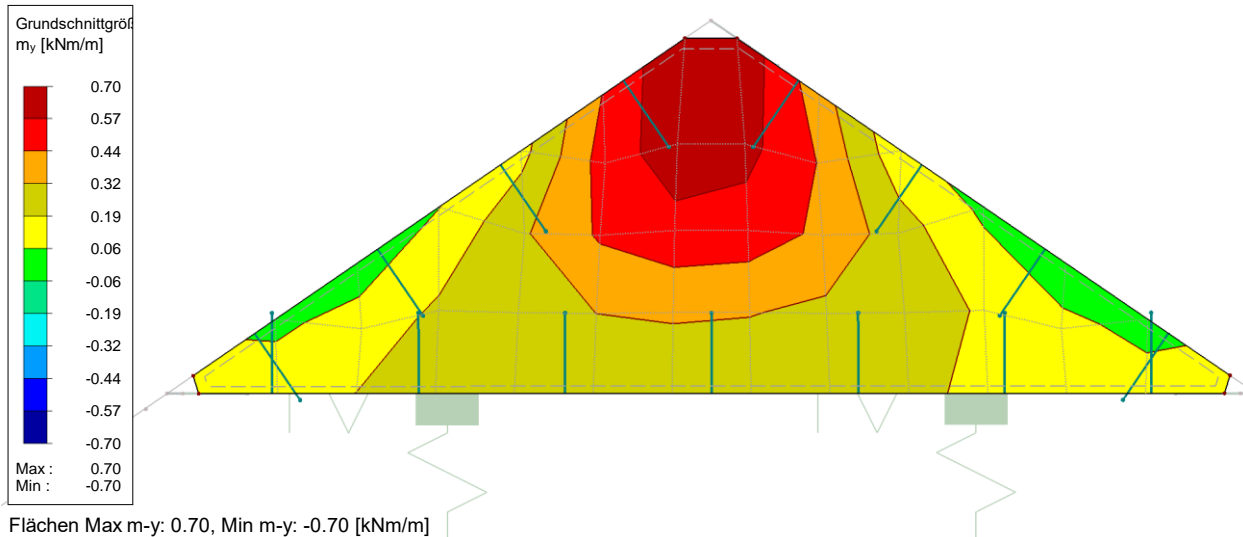


Abbildung 6.16 Grundschnittgröße m_y der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen v_x [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

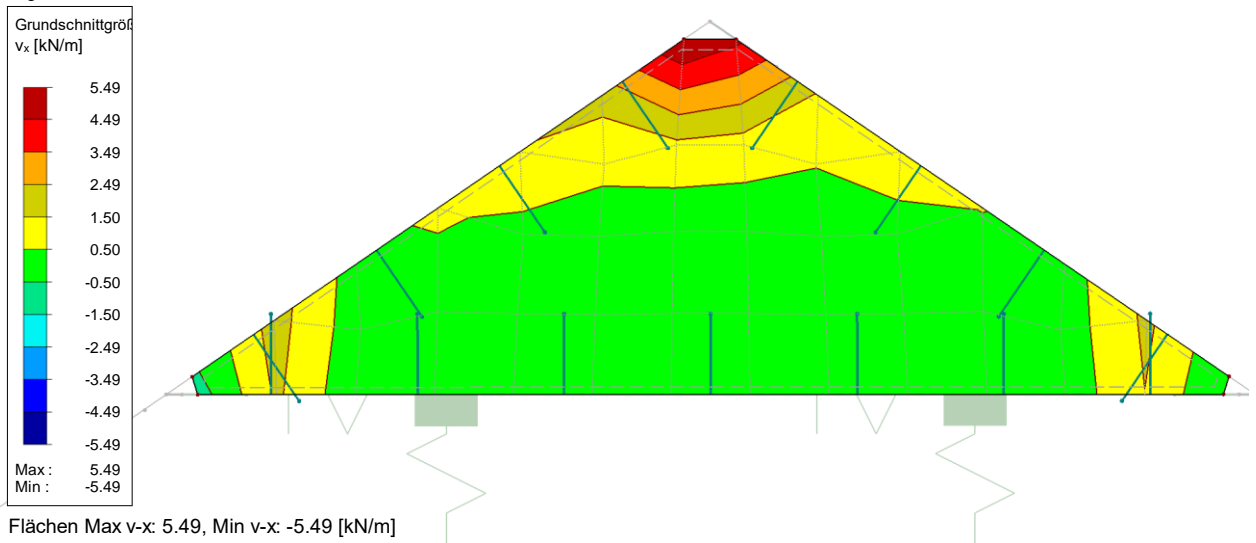


Abbildung 6.17 Grundschnittgröße v_x der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen v_y [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

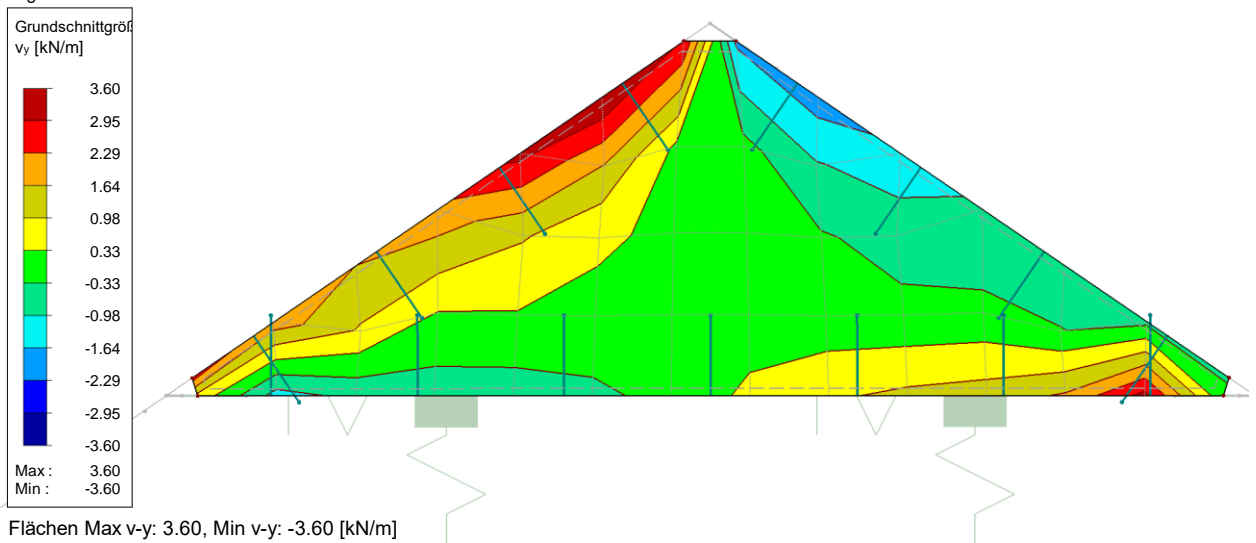


Abbildung 6.18 Grundschnittgröße v_y der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n-x [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

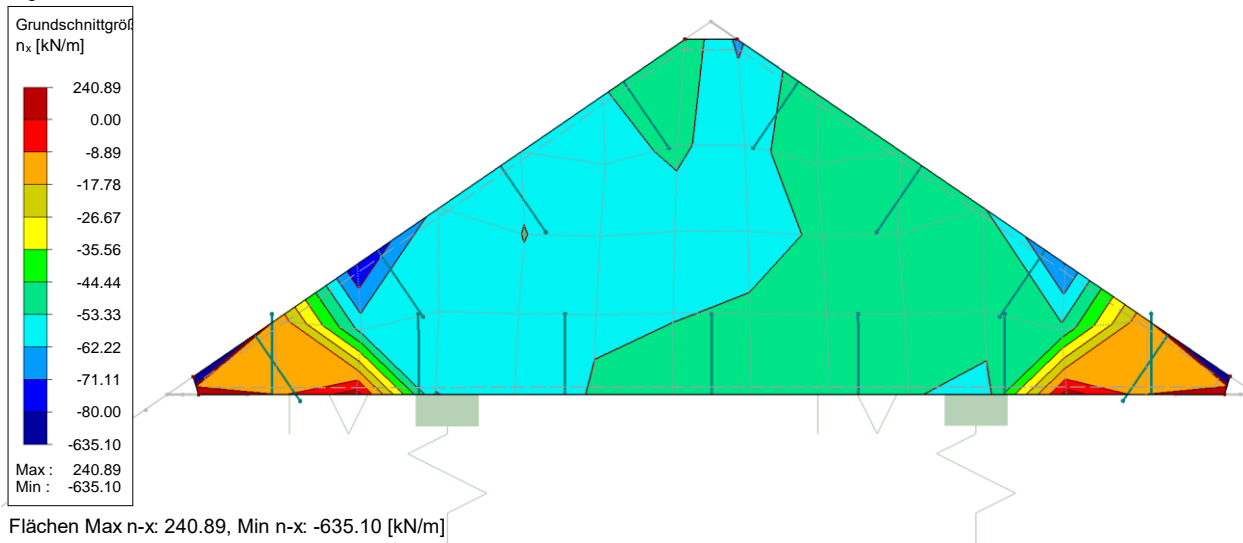


Abbildung 6.19 Grundschnittgröße n_x der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n-y [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

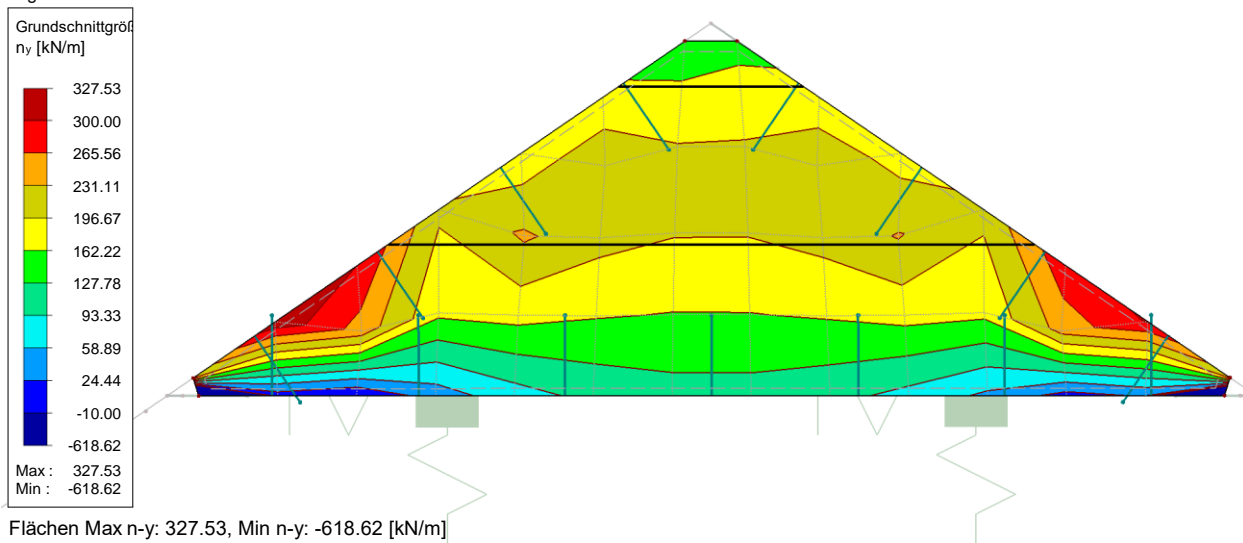


Abbildung 6.20 Grundschnittgröße n_y der Schotte

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n-xy [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Y-Richtung

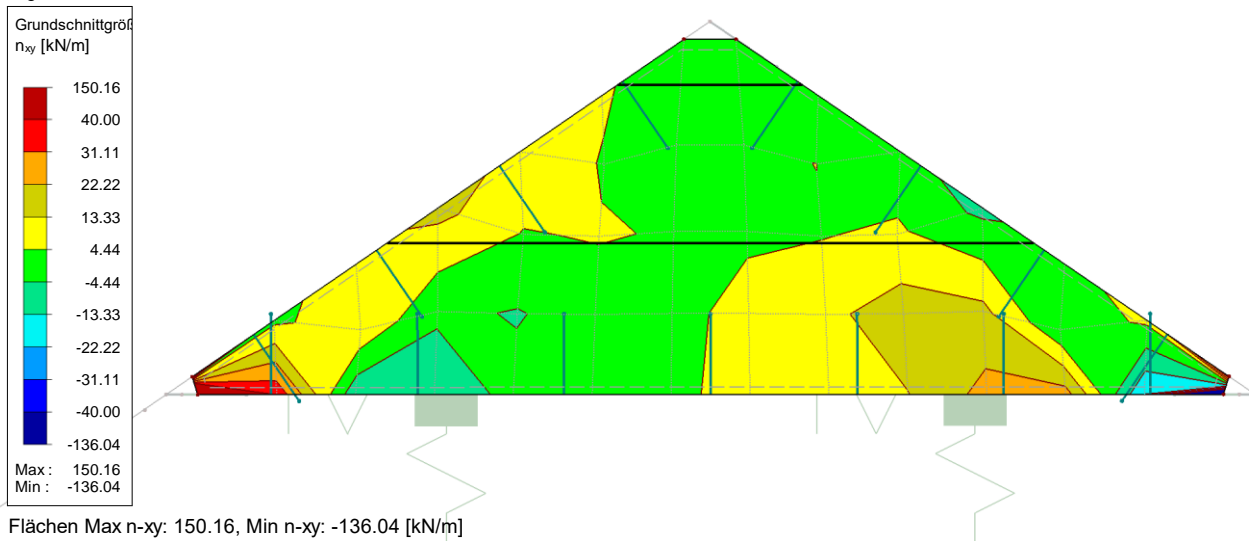


Abbildung 6.21 Grundschnittgröße n_{xy} der Schotte

EINHÄNGEELEMENTE 5S 20/20/20/20/20

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen m-x [kNm/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

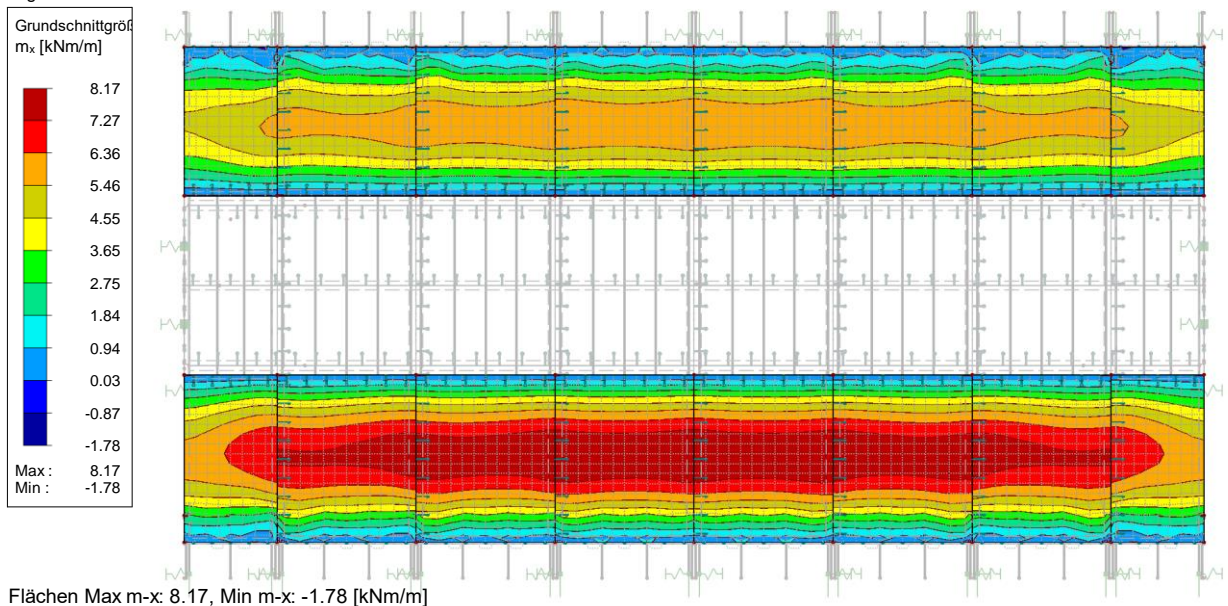


Abbildung 6.22 Grundschnittgröße m_x der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen m-y [kNm/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

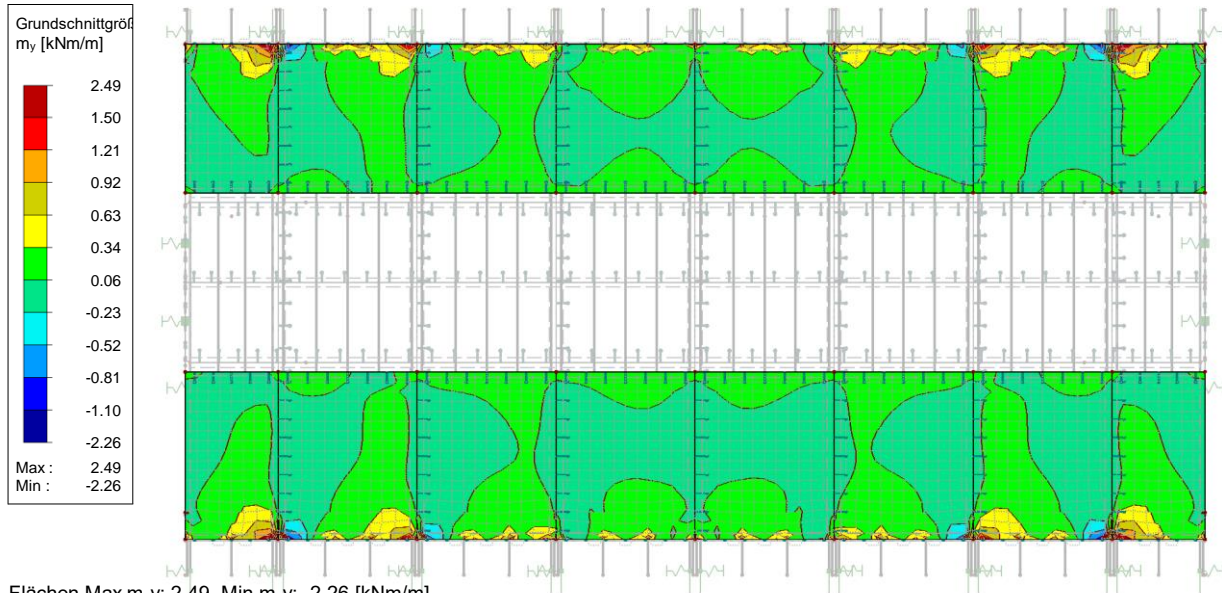


Abbildung 6.23 Grundschnittgröße m_y der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen v-x [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

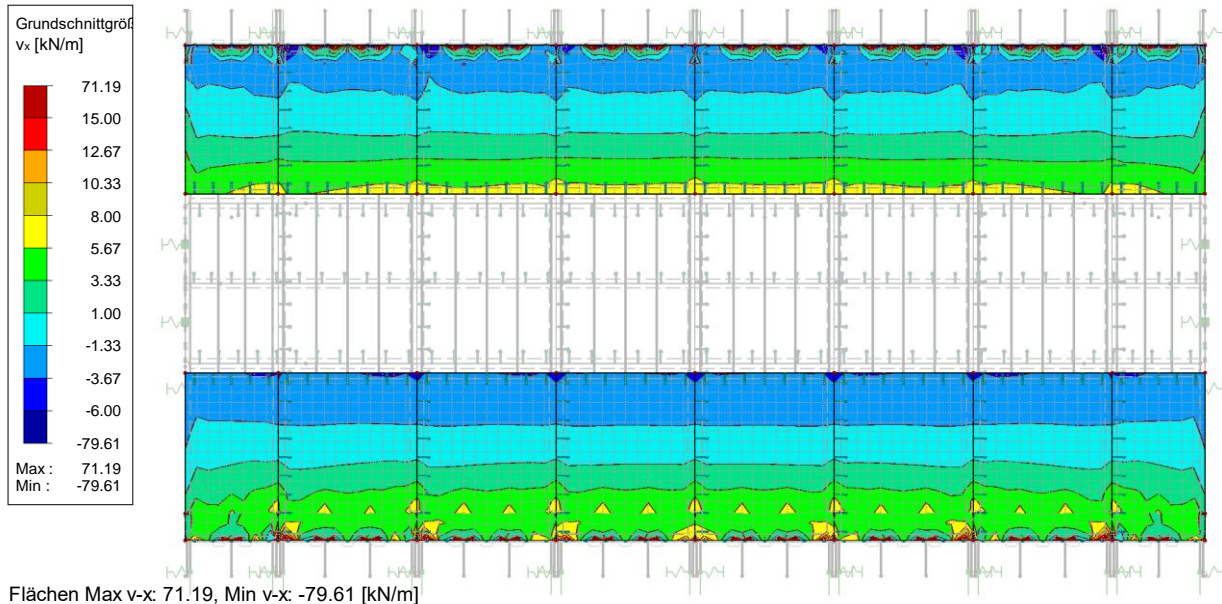


Abbildung 6.24 Grundschnittgröße v_x der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen v-y [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

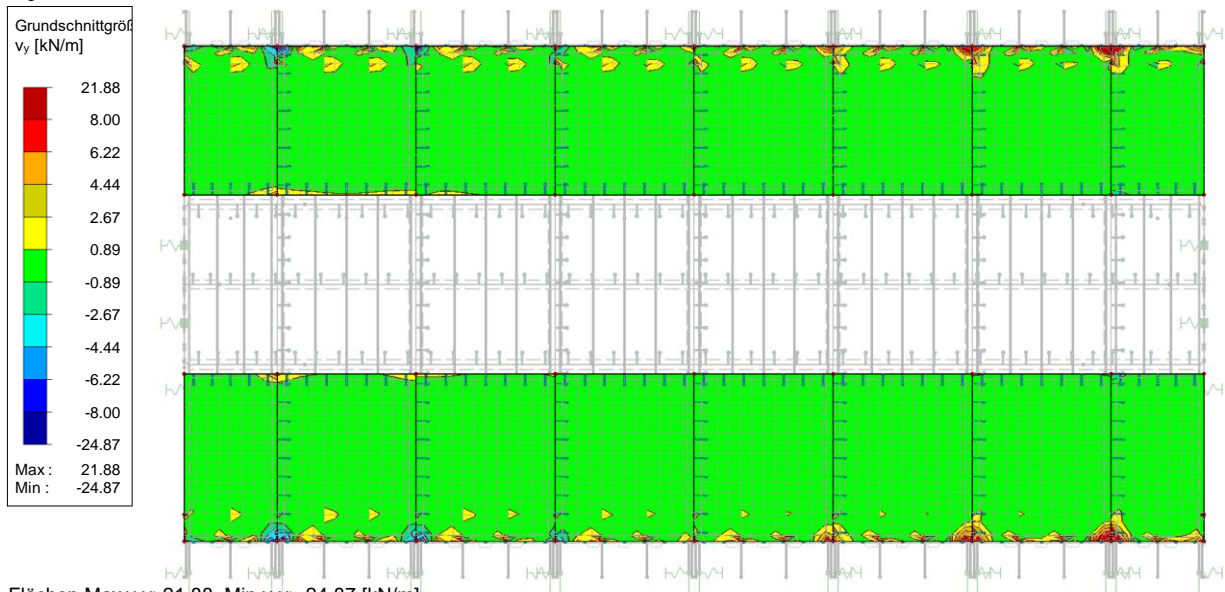


Abbildung 6.25 Grundschnittgröße v_y der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n-x [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

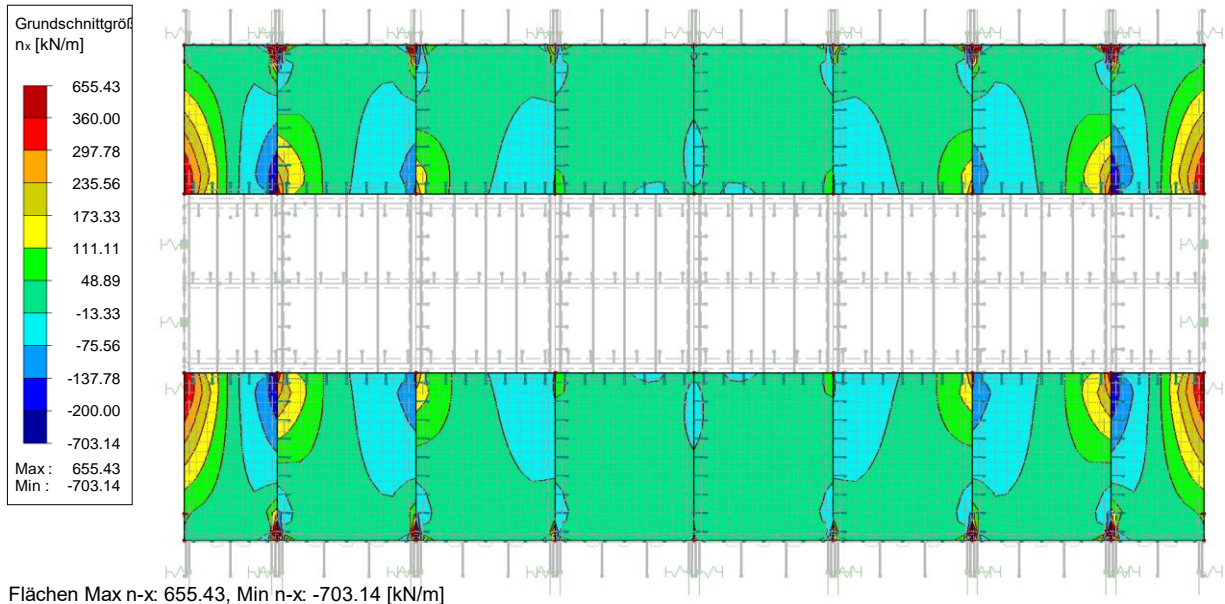
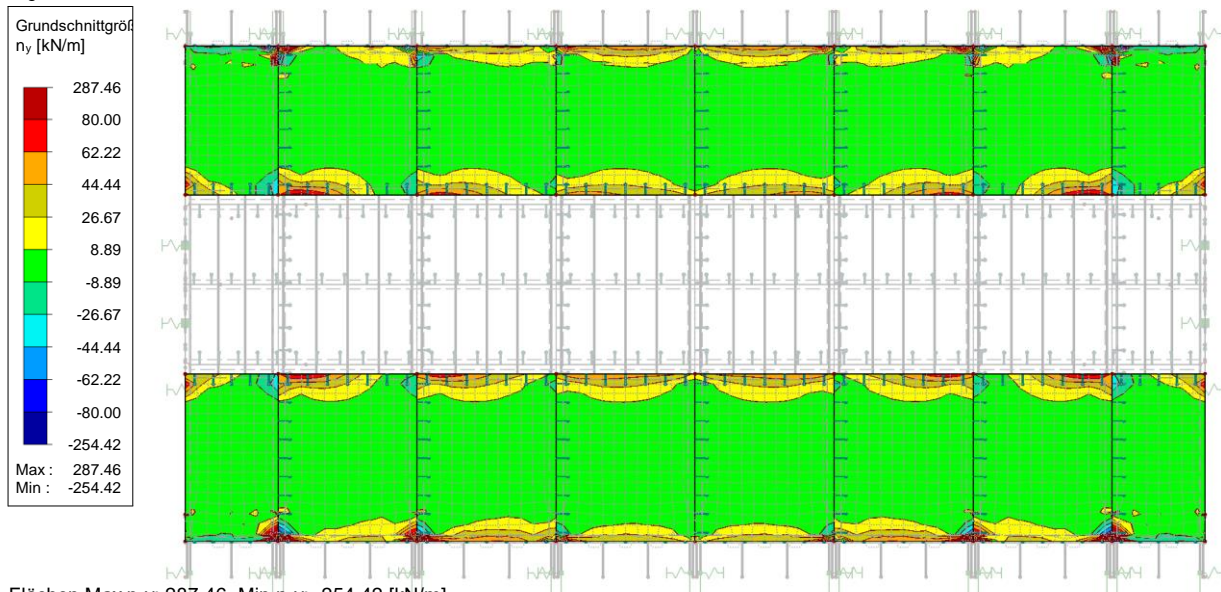


Abbildung 6.26 Grundschnittgröße n_x der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n_y [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung

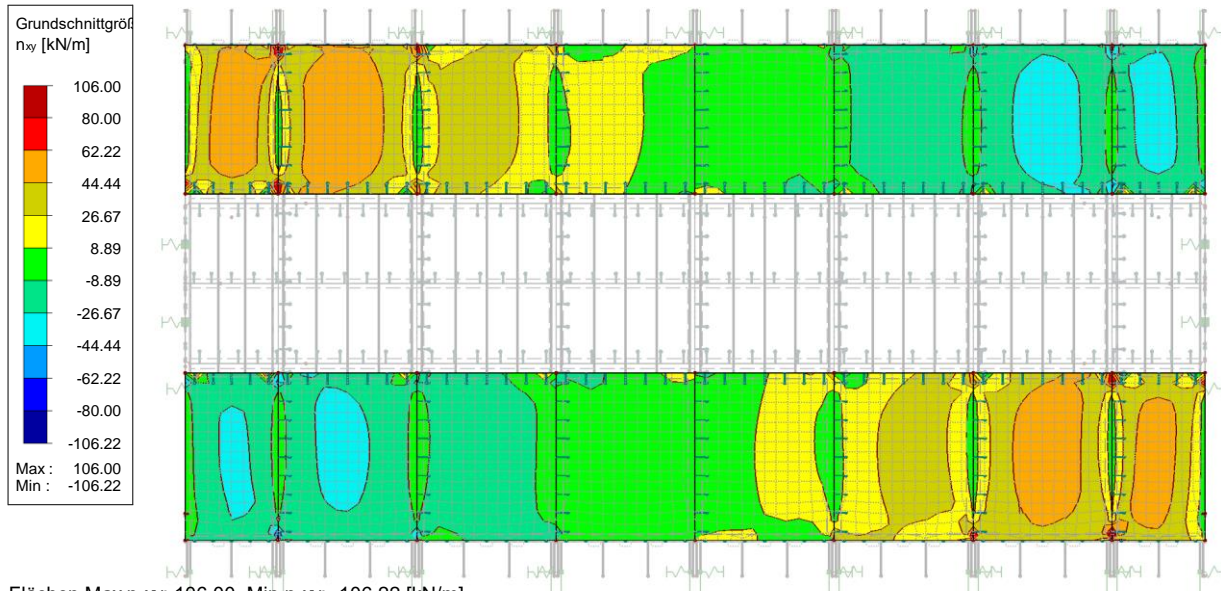


Flächen Max n_y : 287.46, Min n_y : -254.42 [kN/m]

Abbildung 6.27 Grundschnittgröße n_y der Einhängeelemente

EK1: GZT (STR/GEO) - Ständig / vorübergehend - Gl. 6.10
Flächen Grundschnittgrößen n_{xy} [kN/m]
Ergebniskombinationen: Max- und Min-Werte

In Z-Richtung



Flächen Max n_{xy} : 106.00, Min n_{xy} : -106.22 [kN/m]

Abbildung 6.28 Grundschnittgröße n_{xy} der Einhängeelemente

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskennzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl