



Roman Popatnig, BSc.

**Dachausbau im historischen Bestand –
Rahmenbedingungen,
Bestandsanalyse und statische Bearbeitung
am Beispiel der "Alten Technik"**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Wirtschaftsingenieurwesen - Bauwesen

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer

Dipl.-Ing. Raimund Sieder

Institut für Holzbau und Holztechnologie

Graz, Jänner 2018

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

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.

Graz, 11. Jänner 2018

Roman Popatnig

EIN DANKESCHÖN...

... ist allen Menschen auszusprechen, die mich während meiner Studienzeit auf meinem Weg begleitet haben, mich in meinen motivierten, aber auch in weniger motivierten Zeiten unterstützt und in meinem Tun bestärkt haben.

Für die Begutachtung der Arbeit und die interessanten Gespräche und Denkanstöße möchte ich mich bei Herrn Prof. DI Dr.techn. Gerhard Schickhofer bedanken. Bei Herrn DI Raimund Sieder bedanke ich mich für die gründlichen Korrekturen und Ratschläge.

Ein besonderer Dank gilt meinem Arbeitgeber, dem Ingenieurbüro Engelsmann Peters, im Besonderen Herrn Prof. Dr.-Ing. Stefan Peters für seine Motivation, Unterstützung und das entgegengebrachte Vertrauen. Auch bei meinen ArbeitskollegInnen Christian, Michi, Stefan, Verena und Wolfgang bedanke ich mich sehr herzlich für die vielen guten Ratschläge und das tolle Miteinander.

Meinen FreundInnen Betti, Burb, Martin, Christopher und Daniel und ganz besonders meiner Freundin Cornelia danke ich für die unzähligen bereichernden, lustigen und ernsten Stunden, die wir bisher miteinander verbracht haben und hoffentlich noch miteinander verbringen werden. Ihr seid die Besten.

Schließlich möchte ich mich von ganzem Herzen bei meiner Familie und besonders bei meinen Eltern bedanken, die mir das Studium ermöglicht und mich in jeder Situation unterstützt und gefördert haben.

KURZFASSUNG

Dachausbauten sind in urbanen Gebieten aufgrund der Bevölkerungszunahme und Urbanisierung der Gesellschaft ein gängiges Mittel zur Schaffung von Nutzflächen im bereits bebauten Gebiet. In dieser Masterarbeit wird die Bauaufgabe des Dachausbaus im historischen Bestand, besonders in Bezug auf die Stadt Graz, aus der Sicht der Tragwerksplanung betrachtet. Zuerst werden die äußeren Rahmenbedingungen für Dachausbauprojekte in Form einer Analyse des Bedarfs und städtebaulichen Aspekten zur Nachverdichtung erörtert. Des Weiteren wird auf die Rollen der beteiligten Projektpartner und auf die gesetzlichen Grundlagen eingegangen. Eine Besonderheit stellen in diesem Zusammenhang die kulturhistorischen Interessen des Denkmal- und Altstadtschutzes dar, die es bei der Bearbeitung dieser Bauaufgaben zu wahren gilt. Neben einem Überblick über die technisch-konstruktiven Rahmenbedingungen und der historischen Entwicklung der Dachtragwerke, wird auch die konstruktive Durchbildung von Dachausbauten behandelt und es werden Problemfelder sowie Besonderheiten des Planungsprozesses aufgezeigt. Der zweite Teil der Arbeit widmet sich dem Dachwerk der "Alten Technik", dem Hauptgebäude der TU Graz. Die beiden Seitentrakte, der im Jahr 1886 errichteten Dachkonstruktion, sind im Jahr 2016 zur Schaffung von Unterrichtsräumen für die TU Graz umgebaut worden. Der Ablauf eines Dachausbauprojektes wird beispielhaft von der Bestandserfassung und Zustandsanalyse bis zur statischen Beurteilung des Bestandstragwerks, sowie der Implementierung von Ertüchtigungsmaßnahmen für den Dachausbau dargestellt. Gleichzeitig wird damit eine umfassende Dokumentation des ursprünglichen Dachwerks der Seitentrakte im Zustand vor dem Dachausbau angefertigt.

ABSTRACT

As a result of population increase and urbanization is the conversion of attics a common instrument to create floor space in built-up urban areas. This master's thesis deals with the constructive task of attic conversions with a special emphasis on historical buildings within the city of Graz, as well as from the view of structural engineers. Initially, the basic conditions in form of an analysis of demand and aspects of urban development are discussed. Furthermore, the roles of involved project partners and the legal foundations are examined. When dealing with listed buildings, a constant collaboration with local authority is a necessity to preserve cultural and historical interest. In addition to an overview of the technical and structural framework and the historical development of the roof structures, the constructive design of attic conversions, the related problem areas and the specifics of the planning process are discussed. The second part of the thesis is dedicated to the roof structure of the main building of the Graz University of Technology, called "Old Campus" ("Alte Technik"). The attic space of both side wings, which was erected in 1886, was converted in 2016 to create additional teaching rooms for the university. The design process of an attic conversion is shown from the assessment and analysis of the building stock to the statical analysis of the existing roof structure, as well as the implementation of retrofitting measures for its new utilisation. At the same time, a comprehensive documentation of the original roof structure of the side wings is made to record the condition prior to the attic conversion.

INHALTSVERZEICHNIS

| | | |
|-------------------|--|----------|
| EINLEITUNG | | 1 |
| TEIL I | DACHAUSBAU IM HISTORISCHEN BESTAND | 3 |
| I-1 | RAHMENBEDINGUNGEN | 3 |
| I-1.1 | Bedarfsanalyse und Urbanisierung | 3 |
| I-1.1.1 | Situation in Wien und Graz | 5 |
| I-1.2 | Dachgeschossausbau als Mittel der Nachverdichtung | 6 |
| I-1.2.1 | Qualitatives Verdichtungspotenzial | 6 |
| I-1.2.2 | Quantitatives Verdichtungspotenzial | 7 |
| I-1.2.3 | Das Grazer Modell | 8 |
| I-1.3 | Beteiligte im Spannungsfeld Dachgeschossausbau | 9 |
| I-1.3.1 | Denkmalschutz und Ortsbildschutz – Rolle und Rahmenbedingungen in der Stadt Graz | 10 |
| I-1.3.2 | Bauherren und Investoren | 14 |
| I-1.3.3 | Planer | 15 |
| I-1.3.4 | Ausführende | 16 |
| I-1.3.5 | Baubehörde | 17 |
| I-1.4 | Gesetzliche Rahmenbedingungen | 17 |
| I-2 | TECHNISCH-KONSTRUKTIVE RAHMENBEDINGUNGEN | 19 |
| I-2.1 | Bisherige Forschungstätigkeit | 20 |
| I-2.2 | Dachkonstruktionen | 21 |
| I-2.2.1 | Entwicklung der Dachtragwerke | 21 |
| I-2.2.2 | Klassifizierung der Dachtragwerke | 25 |
| I-2.2.3 | Dachausbau in der Grazer Gründerzeit | 26 |
| I-3 | DACHAUSBAU - KONSTRUKTION UND PLANUNG | 28 |
| I-3.1 | Begriffe | 28 |
| I-3.2 | Konstruktive Durchbildung | 30 |
| I-3.2.1 | Anforderungen an das Dach im Rohzustand | 30 |
| I-3.2.2 | Anforderungen an das Dach bei ständiger Nutzung | 31 |
| I-3.3 | Ausbauvarianten | 32 |
| I-3.4 | Problemfelder | 35 |
| I-3.4.1 | Allgemeines | 35 |

| | | |
|----------------|--|-----------|
| I-3.4.2 | Technisch-konstruktive Problemfelder | 35 |
| I-4 | PROBLEMATIK DES DACHAUSBAUS IM HISTORISCHEN BESTAND | 37 |
| I-5 | INTEGRIERTE PLANUNG UND BAUPROJEKTMANAGEMENT IM DACHAUSBAU | 38 |
| I-5.1 | Phasenmodell | 38 |
| I-5.2 | Aufgaben der Tragwerksplanung | 40 |
| I-5.2.1 | Projektvorbereitung | 40 |
| I-5.2.2 | Planungs- und Ausführungsphasen | 42 |
| TEIL II | STATISCHE BEARBEITUNG AM BEISPIELPROJEKT | 49 |
| II-1 | ALLGEMEINES UND PROJEKTABLAUF | 49 |
| II-1.1 | Die "Alte Technik" - das Hauptgebäude der TU Graz | 49 |
| II-1.2 | Projektablauf | 51 |
| II-2 | ZIELANALYSE..... | 52 |
| II-3 | BESTANDSERFASSUNG UND ZUSTANDSBEURTEILUNG | 53 |
| II-3.1 | Das Tragwerk des Ost- bzw. Westtraktes | 54 |
| II-3.1.1 | Planliche Darstellung | 56 |
| II-3.1.2 | Hängewerke | 60 |
| II-3.1.3 | Stuhlwände..... | 61 |
| II-3.1.4 | Dachhaut | 61 |
| II-3.1.5 | Mitteltrakt und Gaupen | 62 |
| II-3.2 | Holzquerschnitte und Materialeigenschaften | 64 |
| II-3.3 | Verbindungen | 66 |
| II-3.3.1 | Verbindungen in der Hängewerksebene | 67 |
| II-3.3.2 | Verbindungen der Stuhlwände..... | 73 |
| II-3.3.3 | Sparrenaufleger | 77 |
| II-3.4 | Schadenserfassung..... | 78 |
| II-3.4.1 | Feuchteschäden und Verschmutzung..... | 78 |
| II-3.4.2 | Mängel aufgrund vorhergegangener Umbauarbeiten | 80 |
| II-3.4.3 | Strukturelle Mängel am Tragwerk | 83 |
| II-3.5 | Zustandsbeurteilung | 86 |
| II-4 | VORGEHENSWEISE BEI DER STATISCHEN ANALYSE..... | 89 |
| II-5 | LASTAUFSTELLUNGEN..... | 90 |
| II-5.1 | Ständige Einwirkungen | 90 |
| II-5.1.1 | Baustoffe | 90 |
| II-5.1.2 | Dachaufbau Bestand | 91 |
| II-5.1.3 | Dachaufbau Ausbau | 92 |

| | | |
|-----------|---|-----|
| II-5.2 | Veränderliche Einwirkungen | 93 |
| II-5.2.1 | Schneelasten..... | 93 |
| II-5.2.2 | Windlasten | 94 |
| II-5.3 | Erdbeben..... | 96 |
| II-5.3.1 | Erdbebeneinwirkung | 96 |
| II-5.3.2 | Erdbebenersatzkraft | 97 |
| II-5.4 | Lastfälle und Lastfallkombinationen | 100 |
| II-5.4.1 | Lastfälle..... | 100 |
| II-5.4.2 | Lastfallkombinationen im GZT | 101 |
| II-5.4.3 | Lastfallkombinationen im GZG..... | 102 |
| II-6 | MODELLBILDUNG ALS DREIDIMENSIONALES STABWERK..... | 104 |
| II-6.1 | Geometrie | 104 |
| II-6.2 | Verbindungen | 106 |
| II-6.2.1 | Verbindungen des Tragwerks im Regelschnitt | 108 |
| II-6.2.2 | Verbindungen der Stuhlwände | 121 |
| II-6.3 | Auflager | 128 |
| II-6.3.1 | Bundtramaufleger | 128 |
| II-6.3.2 | Lagerung der Mauerbank..... | 132 |
| II-7 | BERECHNUNGSERGEBNISSE | 135 |
| II-7.1 | Das globale Lastabtragungssystem..... | 136 |
| II-7.2 | Regelfelder | 137 |
| II-7.3 | Mittelteil | 140 |
| II-7.4 | Stuhlwände..... | 142 |
| II-7.5 | Pfetten..... | 145 |
| II-8 | BAUTEILNACHWEISE DER BESTANDSSITUATION | 148 |
| II-8.1 | Bruttoquerschnittsnachweise | 149 |
| II-8.1.1 | Sparren | 149 |
| II-8.1.2 | Bundtram | 150 |
| II-8.1.3 | Streben..... | 151 |
| II-8.1.4 | Druckriegel..... | 152 |
| II-8.1.5 | Säulen..... | 153 |
| II-8.1.6 | Zangen | 154 |
| II-8.1.7 | Kopfbänder | 155 |
| II-8.1.8 | Mittelpfetten..... | 156 |
| II-8.1.9 | Mauerbank..... | 157 |
| II-8.1.10 | Zusammenfassung der Querschnittsausnutzungen für die Bestandssituation..... | 158 |

| | | |
|-----------------|---|------------|
| II-8.2 | Nettoquerschnittsnachweise | 160 |
| II-9 | KNOTENTRAGFÄHIGKEIT..... | 163 |
| II-9.1 | Ausnutzungen der Knotentragfähigkeiten..... | 179 |
| II-10 | NACHWEISE DER DACHAUSBAUSITUATION | 180 |
| II-10.1 | Veränderungen gegenüber der Bestandssituation | 185 |
| II-10.2 | Beurteilung der Lasterhöhung am bestehenden Tragwerk..... | 186 |
| II-11 | ADAPTIERUNG DES TRAGWERKS ANHAND DER STATISCHEN ANALYSE | 187 |
| II-12 | VERSTÄRKEN VON ANSCHLUSSPUNKTEN | 194 |
| II-12.1 | Allgemeines zu Knotenverstärkungen | 194 |
| II-12.2 | Beispiel: Anschluss der Strebe an die Stuhlsäule..... | 196 |
| II-12.2.1 | Vorgehensweise | 197 |
| II-12.2.2 | Referenzmodell M0 | 197 |
| II-12.2.3 | Lamellenmodell M1 | 200 |
| II-12.2.4 | Implementierung der Verschraubung..... | 203 |
| II-12.2.5 | Zusammenfassung | 207 |
| TEIL III | RESÜMEE | 209 |
| | LITERATURVERZEICHNIS | 211 |
| ANHANG A | ERGEBNISSE DER STATISCHEN BERECHNUNG – BESTAND | |
| ANHANG B | ERGEBNISSE DER STATISCHEN BERECHNUNG – DACHAUSBAU | |
| ANHANG C | QUERSCHNITTS AUSWERTUNGEN | |

EINLEITUNG

Durch die Bevölkerungsentwicklung in unseren Städten und Ballungszentren, die in den nächsten Jahren einen Anstieg der Bevölkerung voraussagt, steigt gleichzeitig der Bedarf an nutzbaren Flächen, besonders an Wohnungen. Als Mittel der städtebaulichen Nachverdichtung waren bzw. sind Dachausbauten und Umbauten auf den Gebäudekronen geeignet, um einen Teil dieses Bedarfes zu decken. Ein Vorteil der Nachverdichtung ist, dass keine zusätzlichen Flächen versiegelt werden und die benötigte Infrastruktur zum Großteil vorhanden ist.

Im Folgenden wird der Dachausbau im Kontext von historischen Gebäuden betrachtet. Als "historisch" sind hierbei Konstruktionen gemeint, die bis zum Ende der Gründerzeit (Anfang 20. Jhdt.) errichtet wurden. Durch die bisher rege Forschungstätigkeit der TU Graz im Bereich der historischen Dachwerke soll ein besonderes Augenmerk auf die Situation in Graz gelegt werden.

Als Dachgeschoßausbau oder Dachausbau werden jene Maßnahmen verstanden, die im Rahmen von Um- oder Zubauten durchgeführt werden, um bei bestehenden Gebäuden nutzbare Flächen im Bereich des Dachbodens bzw. bestehender Dachtragwerke zu schaffen und die vorhandene Tragstruktur weiterhin genutzt wird.

An derartigen Bauprojekten kommen zu den üblicherweise am Bau beteiligten Bauherren, Baubehörden und Fachgruppen noch zusätzliche Interessensvertretungen hinzu. Gemeint sind hier die Denkmalschutzbehörde oder Organe des Altstadt- bzw. Ortsbildschutzes, welche für die Erhaltung von kulturhistorisch bedeutenden Werten im Kontext der betroffenen Bauwerke verantwortlich sind, was sich in zusätzlich zu beachtenden Rahmenbedingungen für Dachausbauten äußert. Diese Werte sind durch die gesellschaftlich-politische Willensbildung definiert und äußern sich in dementsprechenden Richtlinien und gesetzlichen Vorschriften, wie z.B. dem Status der Grazer Innenstadt als UNESCO-Weltkulturerbe. Allerdings stehen kulturhistorische Interessen oft im Widerspruch zu einer zunehmenden Urbanisierung der Bevölkerung und dem daraus resultierenden Platzbedarf in Städten. Neben anderen innovativen Methoden der Nachverdichtung ist der klassische Ausbau von Dachgeschoßen, wohl aufgrund seiner relativ kostengünstigen und der vermeintlich einfachen Errichtungsmöglichkeit, ein allgegenwärtiges Konzept zur Schaffung von Nutzflächen im innerstädtischen Bereich.

In diesem Spannungsfeld wird auch die Bedeutung einer geordneten Planung und Projektvorbereitung hervorgehoben, die alle diese Aspekte zu berücksichtigen hat, um schließlich ein qualitativvolles Ergebnis zu erzielen oder aber Kriterien zu definieren, die eine negative Entwicklung verhindern. Im Hinblick auf die historischen Dachwerke ist das Feld der Bauingenieurwissenschaften mit seiner Expertise für die statisch-konstruktive Beurteilung der Tragwerke und deren Eignung für Dachausbauprojekte von großer Bedeutung.

Diese Masterarbeit soll aus der Rolle des Tragwerksplaners heraus einen Blick auf das komplexe Tätigkeitsfeld im Kontext von Dachausbauten werfen, der als Bauaufgabe im Bestand von einer umfangreichen Grundlagenermittlung geprägt ist.

Im ersten Teil werden die Rahmenbedingungen für Dachausbauten im Allgemeinen erörtert. Das betrifft äußere Einflüsse wie Urbanisierung oder Nachverdichtungsaspekte, als auch das rechtliche und städtebauliche Umfeld. Des Weiteren werden technisch-konstruktive Aspekte auch mit Blick auf die historische Entwicklung der Dachwerke und des Dachausbaus dargestellt und die Rolle der Baubeteiligten - und vor allem der Tragwerksplaner - in einem geordneten Projekt- und Planungsablauf beschrieben.

Der zweite Teil befasst sich mit dem Dachgeschoß der "Alten Technik", dem Hauptgebäude der TU Graz, welches in den vergangenen Jahren im Zuge eines Umnutzungsprojektes zur Schaffung von Studioräumen für die Fakultät für Architektur ausgebaut wurde. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf der Erstellung und Dokumentation der Situation vor dem Dachausbau. In diesem Zuge sollte eine Bestandserfassung, Zustandsbeurteilung und statische Analyse der "Bestandssituation" durchgeführt werden. Als weiterer Punkt gilt es, die Auswirkungen des Dachausbaus auf die bestehende Konstruktion aus statischer Sicht zu untersuchen und ausgewählte Konstruktionsvorschläge zu erarbeiten.

TEIL I

DACHAUSBAU IM HISTORISCHEN BESTAND

I-1 RAHMENBEDINGUNGEN

In diesem Abschnitt werden die äußeren Einflussfaktoren, die den Bedarf an Dachausbauprojekten in historischen Stadtgebieten erklären, behandelt. Es wird hier auf den Dachausbau als Mittel der Nachverdichtung im Rahmen der Stadtentwicklung eingegangen. Der Fokus ist dabei auf die Situation in Graz und aufgrund der vorhandenen Datenlage auf die Stadt Wien gesetzt. Des Weiteren wird auf die Rolle der Beteiligten unter Berücksichtigung der Denkmal- und Altstadtschutzkonzepte eingegangen. Zum Abschluss werden die baurechtlichen Grundlagen dargestellt.

I-1.1 BEDARFSANALYSE UND URBANISIERUNG

Aufgrund der steigenden Bevölkerungszahlen steigt auch der Bedarf an nutzbaren Flächen an. In Österreich werden laut Prognosen der STATISTIK AUSTRIA [61] im Jahr 2030 über 9,3 Mio. Menschen leben, das sind beinahe 1 Mio. mehr Menschen als derzeit. Bis zum Jahr 2050 soll es in Österreich über 9,6 Mio. Einwohner geben (siehe Abb. 1).



Abb. 1 Bevölkerungsentwicklung in Österreich bis zum Jahr 2050. Quelle: Statistik Austria [61]

Als zusätzlicher Aspekt ist dabei zu beachten, dass es in der Entwicklung immer mehr zur Verstädterung kommt bzw. noch kommen wird. In Österreich leben derzeit 66% der Bevölkerung in Ballungszentren, bis 2050 werden dies nach aktuellen Prognosen bereits 75% sein, wie in Abb. 2 ersichtlich ist. Während die ländlichen Bereiche stagnieren und von Abwanderung bedroht sind kommt es in den Städten zu großen Zuwächsen – dementsprechend ist auch der Bedarf an städtischem Wohnraum konstant hoch.

Country Profile: Austria

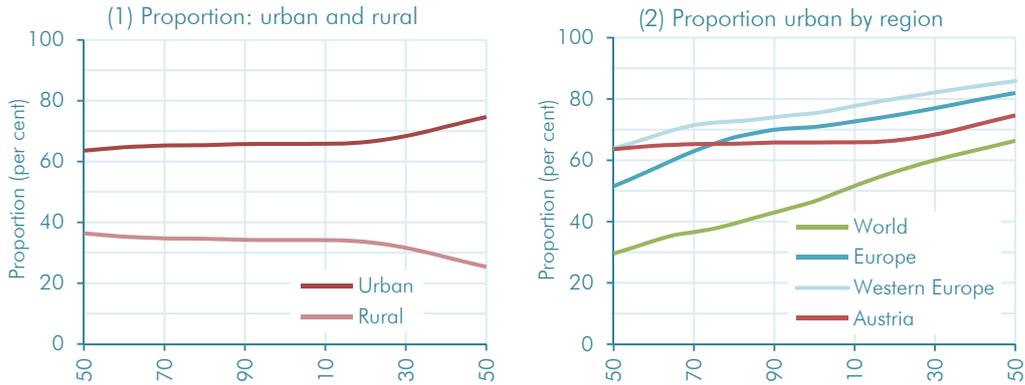


Abb. 2 Links: Proportions of urban and rural population in the current country or area in per cent of the total population, 1950 to 2050.

Rechts: Proportions of urban population in the current country as compared to the major area and region in which this country is located. The proportion is expressed in per cent of the population between 1950 and 2050.

Quelle: United Nations, Department of Economic and Social Affairs, Population Division (2014): World Urbanization Prospects: The 2014 Revision.

Bis zum Jahr 2030 wird die Grazer Wohnbevölkerung von aktuell ca. 280 000 Einwohnern auf etwa 320 000 Personen anwachsen, das entspricht 114% der derzeitigen Einwohnerzahl.

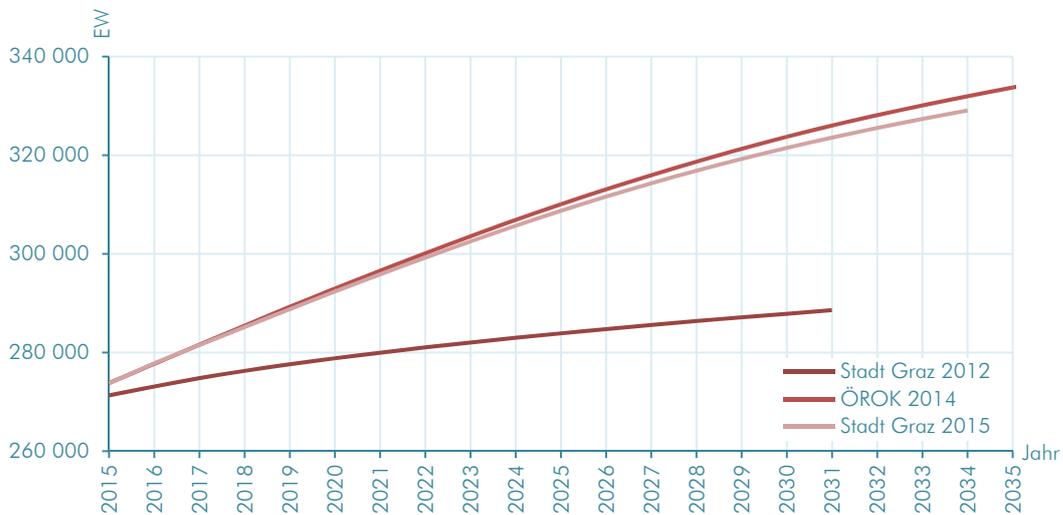


Abb. 3 Bevölkerungsprognose von Graz bis zum Jahr 2031, erstellt 2012. Quelle: Stadt Graz - data.graz.gv.at [25]
 Bevölkerungsprognose von Graz bis zum Jahr 2035, erstellt 2014. Quelle: Statistik Austria, Österreichische Raumordnungskonferenz - ÖROK [61]
 Bevölkerungsprognose von Graz bis zum Jahr 2034, erstellt 2015. Quelle: Stadt Graz - www.graz.at [24]

Die relativ divergierenden Verläufe der Prognosekurven in Abb. 3, die sich durch die unterschiedlichen Zeitpunkte der Erstellung der Prognosen erklären, legen nahe, dass diese Berechnungen einem stetigen Wandel unterliegen, der von verschiedenen Faktoren wie z.B. Migrationsbewegungen abhängig ist. Unbestritten ist jedoch, dass die städtische Bevölkerungszahl und damit der Wohnungsbedarf in Zukunft steigen wird.

I-1.1.1 Situation in Wien und Graz

Der Bedarf an nutzbaren Flächen ist besonders im urbanen Raum groß und wird auch in Zukunft ansteigen. So werden z.B. in der Bundeshauptstadt Wien jährlich ca. 8 000 neue Wohnungen benötigt (siehe Abb. 4).

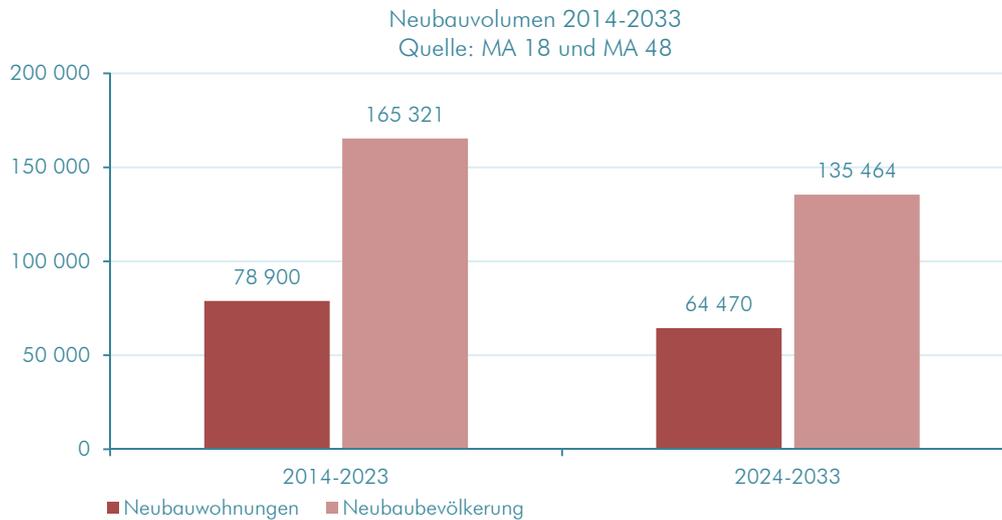


Abb. 4 Neubauvolumen 2014 bis 2033. Quelle: WIEN WÄCHST...; Statistikjournal 1/2014; Stadt Wien [7]

In Graz sollen laut dem "Stadtentwicklungskonzept 4.0" bis zum Jahr 2021 ca. 1 450 Wohnungen pro Jahr entstehen, danach ca. 1 200 Wohnungen pro Jahr, da der Wohnungsbedarf nach 2021 leicht sinken soll. (vgl. [27] S.75)

Dieser Wohnraum soll unter anderem auch durch gezielte Nachverdichtung geschaffen werden. Methoden der Nachverdichtung sind einerseits das Schließen vorhandener Baulücken oder die Revitalisierung von Leerständen, aber auch die Nutzung der "Raumreserven" in bereits bestehenden Gebäuden oder deren Umbzw. Ausbau.

In Wien soll bis zu einem Drittel der benötigten Wohnflächen bis 2025 aus der Weiterentwicklung des Gebäudebestandes bzw. aus dem Umbau der bestehenden Gebäude geschaffen werden. (vgl. [29] S.37)

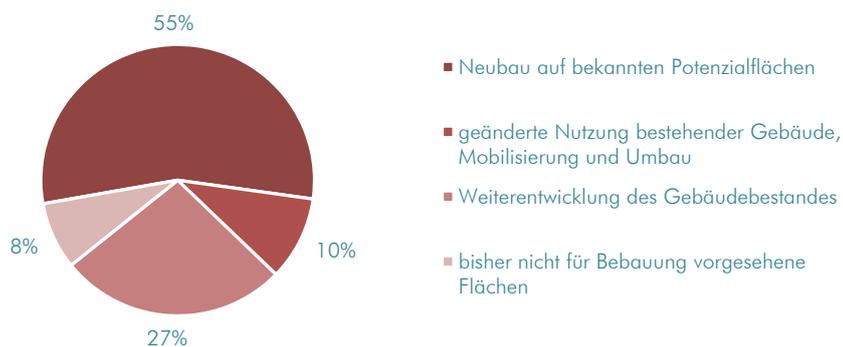


Abb. 5 Bereitstellung von 120.000 Wohnungen in Wien (2014 bis 2025) Quelle: Stadtplanung Wien; STEP 2025 [29]

Auch das "Stadtentwicklungskonzept 4.0" für Graz sieht z.B. explizit eine innerstädtische Verdichtung vor – Flächenwachstum nach außen will man vermeiden. (vgl. [27])

I-1.2 DACHGESCHOSSAUSBAU ALS MITTEL DER NACHVERDICHTUNG

Der Ausbau von bestehenden Dachgeschossen wird als probates Mittel für die Deckung von Wohnungsbedarf gesehen. In den Städten ist die notwendige übergeordnete Infrastruktur bereits vorhanden, teure Erschließungsmaßnahmen sind nicht mehr notwendig. Dem gegenüber steht aus denkmalpflegerischen Gründen und aus Nachhaltigkeitsaspekten der Eingriff in eine bestehende (schützenswerte) Bausubstanz, die über viele Jahre hinweg erprobt und bestätigt ist und der vergleichsweise kleine Ertrag an zusätzlicher Wohnfläche. In Deutschland wurde vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung eine Studie in Auftrag gegeben, die die Rahmenbedingungen und Potenziale der Dachausbauten und Aufstockungen auf bestehende Gebäude untersuchen soll. (vgl. [2])

Für die Situation in Graz wurde an der TU Graz von 2009 bis 2012 ein Forschungsprojekt durchgeführt, das sich aus architektonischer und stadtplanerischer Sicht mit den räumlichen Verdichtungspotenzialen in der Landeshauptstadt Graz beschäftigt. Unter anderem wird hier auch die Verdichtung von Gründerzeitquartieren im Dachbereich behandelt. (vgl. [5]; [20])

I-1.2.1 Qualitatives Verdichtungspotenzial

Im Sinne einer "nachhaltigeren" und ökologischeren Stadt ist eine Erhöhung der baulichen Dichte eine allgemein anerkannte Notwendigkeit. Durch höhere Dichten können bestehende Infrastrukturen und Synergien in der Stadt um einiges effizienter genutzt werden. Durch das engere Zusammenrücken werden Wege verkürzt, neue Synergien entstehen dadurch vielfach leichter. Dem entgegen stehen grundlegende Probleme, die zu einem großen Teil der Prozess der Nachverdichtung, hier im Besonderen die Organisation derselben auf politisch-gesellschaftlicher Ebene mit sich bringt. An dieser Stelle beispielhaft ist der PKW als privates Verkehrsmittel nach wie vor ein sehr hohes Gut vieler Stadtbewohner. Die Vereinbarkeit einer verdichteten Stadt mit dementsprechend mehr Individualverkehr ist zu hinterfragen. (vgl. [5])

In einer "nachhaltigen" Stadt zu leben ist für viele Bewohner erstrebenswert, jedoch soll dies vornehmlich so geschehen, dass das eigene Umfeld davon möglichst wenig beeinträchtigt wird. Unter anderem stellen aus diesem Grund umfangreiche Eingriffe in eine historisch gewachsene Struktur im gesellschaftlich-politischen und auch im wirtschaftlichen Kontext eine große Aufgabe für alle Beteiligten dar. (vgl. [5])

Trotzdem ist eine Stadt einem stetigen Wandel unterzogen. Am Beispiel von Graz, aber auch anderen europäischen Städten ist die Geschichte der Stadtentwicklung deutlich ablesbar. Der historische (geschützte) Stadtkern bildet mit den umliegenden Gründerzeitbebauungen für die meisten Betrachter, den als "Stadt" im engeren Sinn definierten bebauten Raum. Außerhalb dieser Kernzone wurden im Laufe des 20. Jahrhunderts mehr oder weniger zusammenhanglose Einzelbebauungen vorgenommen. In etwa drei Viertel des Grazer Stadtgebietes herrscht eine Bebauung mit Einfamilienhäusern vor. (vgl. [5])

Um ein funktionierendes urbanes Leben zu ermöglichen, das eine funktionale und soziale Durchmischung hervorbringt, sind höhere Bewohnerdichten der einzelnen städtischen Quartiere notwendig. Eine an der ETH Zürich durchgeführte Studie geht hierbei von Bebauungsdichten (=Bruttogeschoßfläche / Bauplatzfläche) ab 1,5 in den jeweiligen Quartieren aus. Die Grazer Gründerzeitbebauung liegt hier mit einer Quartiersdichte von 1,3 darunter. Im Gegensatz dazu sind diese Dichten in Wien (Josefstadt: ~2,5) oder Berlin (Prenzlauer Berg: ~2,5) meist schon erreicht und auch überschritten. (vgl. [20]) Es ist ersichtlich, dass in den gründerzeitlichen Stadterweiterungsgebieten in Graz das qualitative Potenzial für Nachverdichtung nicht erschöpft ist. Von politischer Seite ist eine Verdichtung in diesen Bereichen durchaus erwünscht, was aus den Stadtentwicklungskonzepten hervorgeht.

Ein Mittel zum Erreichen dieses Zieles stellt die Nutzbarmachung der bisher ungenutzten Dachräume dar. Dies kann durch unterschiedlich ausgeprägte Eingriffe in die bestehende Struktur stattfinden.

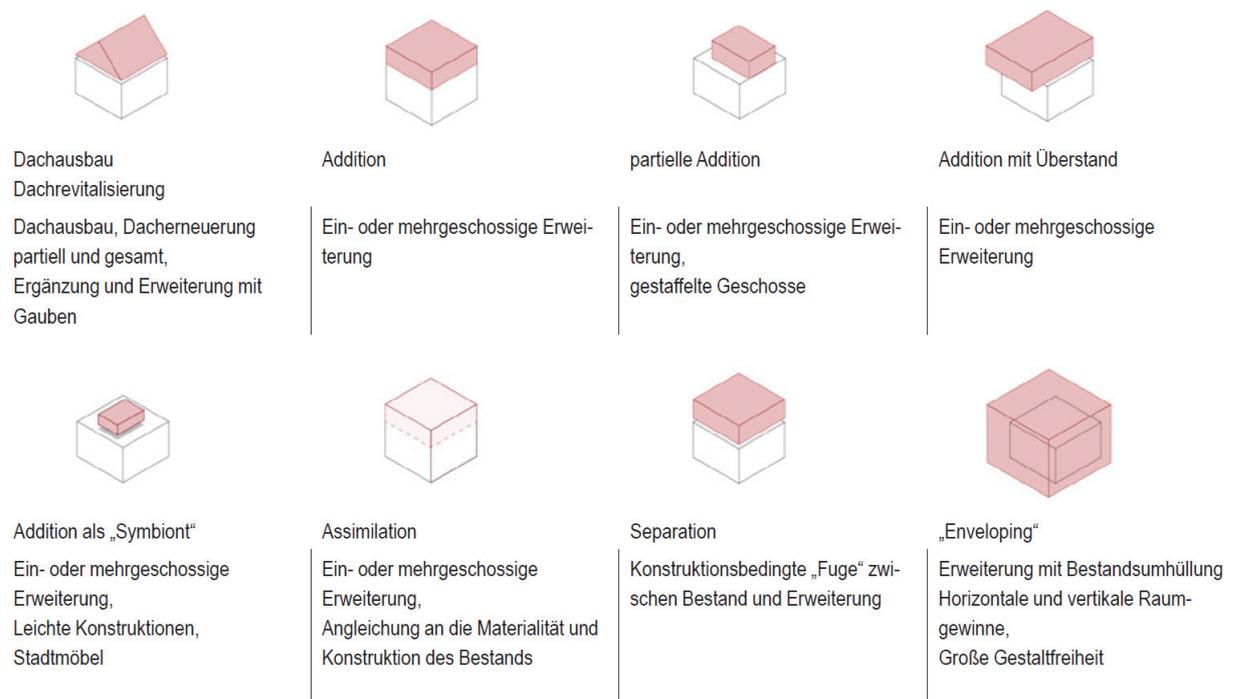


Abb. 6 Unterschiedliche Typologien von Dachenerweiterungen. Quelle: [2]

In Abb. 6 sind verschiedene Formen von Dachenerweiterungen dargestellt. Ausgenommen beim eigentlichen Dachausbau wird, wenn man sich auf die gründerzeitliche Bebauung mit dem klassischen Satteldach bezieht, das bestehende Dach nicht als statisch wirksames Element genutzt sondern durch neue Konstruktionen ersetzt, die mitunter auch größere Nutzflächen erzeugen.

I-1.2.2 Quantitatives Verdichtungspotenzial

Zum quantitativen Verdichtungspotenzial bezüglich Um- und Ausbauten bzw. Erweiterungen im Dachraum in Graz ist in der Literatur nur wenig zu finden. Für die Bundeshauptstadt Wien wurden im Jahr 2003 im Rahmen einer Studie zum Vergleich von verschiedenen europäischen Städten und ihrem Umgang mit dem Dachgeschoßausbau (vgl. [33]) einige quantitative Werte zum Ausbaupotenzial angegeben. Demnach waren im Jahr 2004 in Wien von den vorhandenen 32 000 gründerzeitlichen Wohngebäuden etwa 14 Prozent, das entspricht ca. 4 400 Dächern, ausgebaut. Nach den Ausführungen in [33] kann von einem Potenzial von 30 000 bis 40 000 ausbaubaren Dachwohnungen im Jahr 2004 und einem jährlichen Ausbauvolumen von ca. 400 Dachausbauten pro Jahr ausgegangen werden. Demzufolge gäbe es derzeit noch ein Potenzial von 25 000 bis 35 000 Wohnungen in ausbaubaren Gründerzeitdächern in der Stadt Wien. (vgl. [33] S.9)

Grundsätzlich ist eine genaue quantitative Erhebung der Potenziale sehr aufwändig, da für alle Dächer bzw. Gebäude eine gesonderte Erhebung durchgeführt werden müsste, um auf das Entwicklungspotenzial schließen zu können.

Nach [33] kann durch Dachausbauten in Gründerzeitvierteln eine Verdichtung von 3,5% bis 7,0% erzielt werden, wobei sich dieser Wert auf die durchschnittliche Anzahl der bestehenden Wohnungen in einem Gründerzeithaus bezieht. Ausgegangen wird davon, dass in einem Gründerzeithaus rund 20 bis 30 Wohnungen vorhanden sind und bei einem Dachausbau im Durchschnitt zwei Wohnungen errichtet werden, wobei jedoch auf Dauer maximal die Hälfte bis zwei Drittel des Potenziales ausgeschöpft wird.

I-1.2.3 Das Grazer Modell

Ein Konzept der Stadt Graz zur Sicherung einer nachhaltigen Stadtentwicklung und qualitativ hochwertiger Baukultur besteht im Grazer Modell, wobei das Wirkungsfeld insbesondere städtebauliche Schwerpunktprojekte, sowohl solche der öffentlichen Hand, als auch solche von privaten Investoren, umfasst.

Durch eine Stärkung des Wettbewerbswesens und eine frühe Einbindung der zuständigen Behörden soll die städtebauliche Qualität der Projekte verbessert werden. Durch den Fachbeirat für Baukultur wurde ein Gremium geschaffen, das für die gestalterische Qualität von Bauvorhaben ab einer Größe von 2000 m² Bruttogeschosßfläche und die außerhalb der Altstadtschutzzonen liegen, zuständig ist.

Durch eine Stärkung des Wettbewerbswesens im Rahmen des Grazer Modells sollen folgende günstige Auswirkungen beobachtet werden:

a) Die Durchführung von Wettbewerben soll über die Nutzung eines breiten Ideenpools und die Berücksichtigung verschiedener Perspektiven ästhetische Vielfalt und ein hohes Niveau an Bauqualität und Nachhaltigkeit sicherstellen. Die Anzahl architektonischer und städtebaulicher Wettbewerbe soll erhöht werden. Die Stärkung des Wettbewerbswesens soll sowohl durch öffentliche als auch private Auftraggeber getragen werden.

b) Durch die Stärkung des Wettbewerbswesens soll eine hohe Qualität der Ergebnisse und der Verfahren gewährleistet, im Gegenzug aber auch die Verbindlichkeit von Wettbewerbsergebnissen erhöht werden. Im besonderen Blickpunkt stehen städtebauliche Entwicklungen und Investorenprojekte.

c) Das Wettbewerbswesen soll mit dem Fachbeirat für Baukultur synergetisch zusammenwirken. So sind jene Projekte von der Fachbeiratspflicht ausgenommen, die aus einem Architekturwettbewerb als Siegerprojekt hervorgingen, sofern die entsandten JurorInnen der Stadt bzw. des Fachbeirates für das Siegerprojekt gestimmt haben. (vgl. [26])

Wenn kein Wettbewerb für ein Bauvorhaben außerhalb der Schutzzonen durchgeführt wird, muss der Fachbeirat für Baukultur konsultiert werden und gibt zum jeweiligen Projekt eine verbindliche Empfehlung vor dem eigentlichen Bauverfahren ab. Er ist mit externen Fachleuten aus den Bereichen Architektur und Städtebau besetzt, diese dürfen keine Planungstätigkeiten in der Stadt Graz durchführen und auch keinen Bürositz in der Steiermark haben. Sie können für maximal drei Jahre bestellt sein.

I-1.3 BETEILIGTE IM SPANNUNGSFELD DACHGESCHOSSAUSBAU

In diesem Abschnitt werden die Rollen von Beteiligten und deren Interessen am Thema Dachgeschoßausbau erörtert. Es treffen die wirtschaftlichen Interessen der Bauherren und Investoren auf die öffentlichen Interessen des Denkmalschutzes für das individuelle Bauwerk bzw. des Altstadtschutzes für die Pflege des Stadtbildes und dem Schutz der Dachlandschaften im makroskopischen Bereich. Soweit es möglich ist, wird der Fokus, besonders im Zusammenhang mit dem Altstadtschutz, auf die Stadt Graz gelegt.

Als weiterer Aspekt werden auch die wirtschaftlichen Interessen und das Potenzial aus Investorensicht betrachtet, das auch von den gegebenen Rahmenbedingungen und von gesellschafts- und sozialpolitischen Einflüssen abhängt.

Außerhalb dieser formalen Faktoren ist auch die technisch-konstruktive Planung und die handwerkliche Ausführung eines Dachausbaus aufgrund der Komplexität der Bauaufgabe eine besondere Herausforderung für die Baubeteiligten.

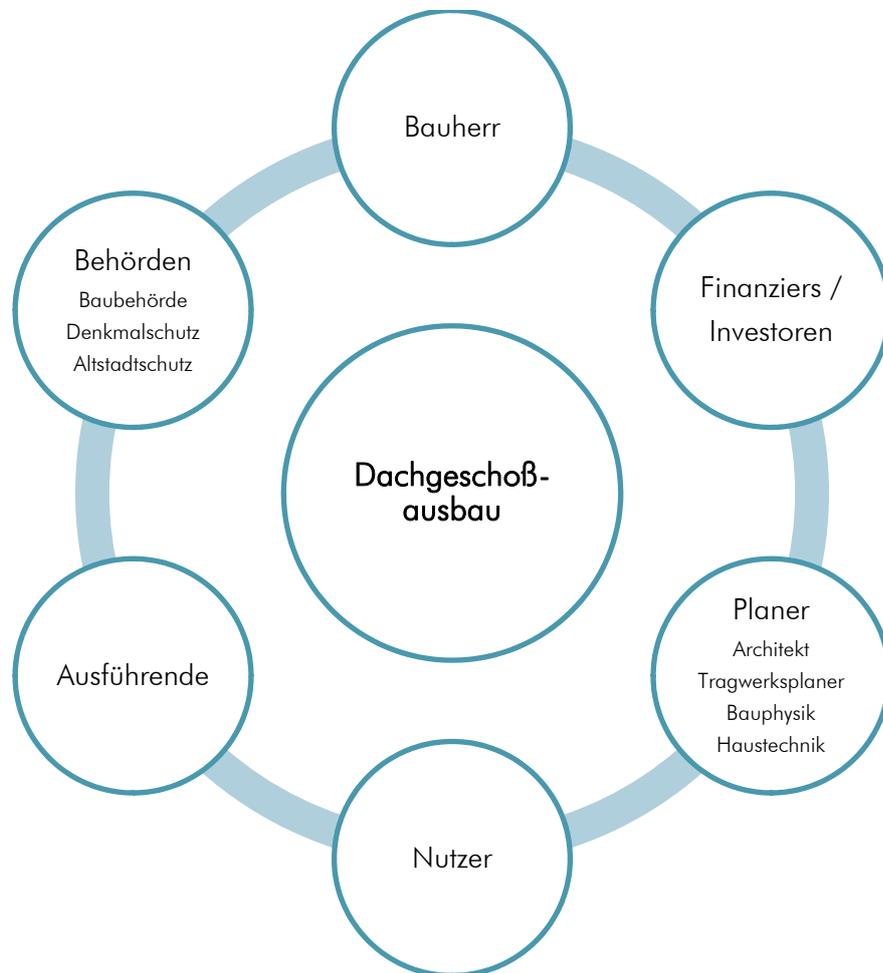


Abb. 7 Wichtige Projektbeteiligte bei Dachausbauprojekten.

Ein wichtiger Faktor für eine qualitätsvolle, gemeinsame Bearbeitung eines Projektes, ist die Kommunikation der Beteiligten untereinander. Betrachtet man hier die Tragwerksplanung, so ist in der Praxis festzustellen, dass diese während der Planungsphase im Normalfall über Kontakte mit den anderen Fachplanern und dem Auftraggeber (meist der Bauherr) nicht wirklich hinausgeht. D.h. man ist zum Großteil auf die Informationsflüsse angewiesen, die über diese Kanäle stattfinden, wodurch einige Informationen verloren gehen können.

I-1.3.1 Denkmalschutz und Ortsbildschutz – Rolle und Rahmenbedingungen in der Stadt Graz

Wie schon angeführt, kommt dem Feld des Denkmal- und Altstadtschutzes eine wichtige Rolle bei der Thematik von Dachgeschoßausbauten in historischen Gebäuden zu. Die folgenden Erläuterungen beziehen sich auf die für die Stadt Graz relevanten Stellen des Denkmal- und Altstadtschutzes mit ihren jeweiligen Instrumenten und Institutionen.

Denkmalschutz

Der Zweck des Denkmalschutzes besteht darin, dass das kulturelle Erbe der Gesellschaft dauerhaft erhalten bleibt. Denkmäler sind schützenswerte Objekte, die durch die Kulturgeschichte hervorgebracht wurden und die somit ein greifbares Bild der Baukunst und der Lebensweise von vergangenen Zeiten darstellen.

Einen Ausdruck für das Bewusstsein um den Wert von Bauwerken als Kulturgut, das für die Öffentlichkeit erhalten bleiben sollte, stellt in Österreich die Geschichte des Denkmalschutzes dar. Im Jahre 1850 wurde von Kaiser Franz Joseph I. die "k.k. Central-Commission zur Erforschung und Erhaltung der Baudenkmale" per Dekret eingerichtet. Dies war die Geburtsstunde des Vorläufers des heutigen Bundesdenkmalamtes. In weiterer Folge wurden die Kompetenzen der Kommission immer weiter erhöht, bis 1911 ein Staatsdenkmalamt eingerichtet wurde. Im Jahr 1918 wurde schließlich ein Gesetz zum Ausfuhrverbot von Kunstgegenständen erlassen, das als Vorgänger für das 1923 beschlossene Denkmalschutzgesetz (DMSG) gilt. Aus dem Staatsdenkmalamt wurde in weiterer Folge das auch heute noch bestehende Bundesdenkmalamt (BDA) als Behörde für den Denkmalschutz. (vgl. [54])

Wie schon erwähnt besteht die Aufgabe des Denkmalschutzes in der Bewahrung des künstlerischen und baulichen Wertes eines einzelnen Bauwerkes und der Vermeidung von Schäden am selbigen.

Ortsbildschutz / Altstadtschutz

Der Ortsbildschutz und der Sonderfall im Fall von historisch gewachsenen Städten der Altstadtschutz betrachtet den Ort oder die Stadt im Gesamten als schützenswertes Kulturgut:

Der Ortsbildschutz geht in erster Linie vom Ansatz aus, ein gereiftes und als stimmig erkanntes Bild eines Ortes vor den Zersetzungskräften der Zeit zu bewahren. In diesem Geist ist auch das Ortsbildgesetz abgefasst und es gelingt damit auch die Dynamik des Verfalls wirksam zu bremsen.
[57]

Das Ortsbild beschreibt in erster Linie das bauliche Aussehen eines Ortes bzw. Ortsteiles. Die Perspektive des jeweiligen Betrachters kann hierbei von innerhalb des Ortes oder von außerhalb eingenommen werden. Grundsätzlich wird das Ortsbild von den baulichen Anlagen gebildet, aus denen der Ort besteht. Entgegen dem Denkmalschutz, der einzelne Bauwerke und Gebilde als schützens- und erhaltenswerte Subjekte betrachtet, zielt der Ortsbildschutz auf die Erhaltung der Charakteristik für den jeweiligen Ort bzw. die jeweilige Stadt oder den Stadtteil durch die großräumige Betrachtung von baulichen Ensembles und Quartieren ab. Dabei müssen die Einzelobjekte nicht zwingend einen hohen künstlerischen Anspruch erfüllen. Erst die Gesamtheit der Gebäude, aber auch der Freiflächen, Grünanlagen und öffentlicher Flächen geben dem Orts- oder Stadtteil seine charakteristische Außenwirkung. (vgl. [59])

Es ist allgemein akzeptiert, dass Orts- und Stadtbilder von besonderem öffentlichen Interesse sind und daher vor inadäquaten Veränderungen zu schützen sind. Der Ortsbildschutz unterliegt in Österreich wie das Bauwesen im Allgemeinen der Landesgesetzgebung. In der Steiermark erfüllt diese Aufgabe das Ortsbildgesetz (OBG 1977) für alle Regionen mit Ausnahme der Landeshauptstadt Graz. Für Graz ist der Ortsbildschutz oder in diesem Fall der Stadtbildschutz im Landesgesetz zur Grazer Altstadterhaltung (GAEG 2008) festgelegt.

Altstadtschutz in Graz

Ziel der Altstadterhaltung in Graz ist die Bewahrung der historisch gewachsenen, wertvollen Stadtstruktur, ihrer Baudenkmale - in Bausubstanz und Ästhetik -, die Erhaltung der vielfältigen urbanen Funktionen sowie die Förderung besonderer baukünstlerischer Qualität beim Bauen im Bestand. [58]

Das gesteigerte Problembewusstsein für den Umgang mit der historischen Altstadt wuchs aus den unmittelbaren Schäden, die im Zweiten Weltkrieg in der Stadt entstanden sind, aber auch und in erster Linie aus dem raschen Wiederaufbau nach dem Zweiten Weltkrieg. Das darauf folgende Wirtschaftswunder erzeugte eine bauliche Hochkonjunktur, die auch vor dem Stadtzentrum nicht Halt machte. Als Beispiele können hier geplante Projekte wie eine Garage anstelle des Palais Khuenburg in der Sackstraße oder eine Tiefgarage unter dem Landhaushof genannt werden. Schließlich griffen auch die Medien das Thema auf – so gab es z.B. eine Initiative der Kleinen Zeitung – und eine breite Öffentlichkeit trat entschieden gegen die schleichende Zerstörung der Innenstadt auf. Somit sahen sich auch die politischen Kräfte dazu gezwungen zu reagieren und diese Entwicklung zu stoppen. Im Jahre 1974 wurde schließlich das GAEG erlassen. (vgl. [3])

Das Grazer Altstadterhaltungsgesetz (GAEG)

Zuletzt wurde das GAEG im Jahr 2008 erneuert und inzwischen mehrmals novelliert, eine größere Änderung gab es im April 2015, in der unter anderem die Zusammensetzung der Altstadt-Sachverständigenkommission (ASVK) neu geregelt wurde.

Im GAEG sind speziell für die Grazer Altstadt abgestimmte Regelungen festgelegt, um das landschaftliche und bauliche Erscheinungsbild der Altstadt zu bewahren und die Bausubstanz vor Zerstörung zu schützen. Ebenfalls sollen auch die "vielfältigen urbanen Funktionen" der Altstadt aktiviert werden. Weiters soll mit dem Gesetz auch die Erhaltung des UNESCO-Welterbes "Altstadt Graz" aktiv gefördert werden. (vgl. GAEG 2008, § 1)

Das Schutzgebiet und somit der Anwendungsbereich des Gesetzes wird in verschiedene Zonen eingeteilt. Derzeit kennt das Gesetz fünf Zonen, die Landesregierung kann aber nach Einholung von Gutachten und Stellungnahmen der Stadt Graz die Zonen nach Erfordernis in der Zukunft per Verordnung erweitern. Die Kernzone (Zone 1) entspricht im Wesentlichen der mittelalterlichen Altstadt, die auch dem UNESCO-Welterbe entspricht. Die Zone 2 entspricht teilweise dem als Pufferzone ausgewiesenen Gebiet für das UNESCO-Welterbe und erstreckt sich über die vorgründerzeitliche Stadterweiterung. In der Zone 3 sind die großen gründerzeitlichen Stadterweiterungsgebiete im Osten, sowie auch der kleinere Bereich auf der rechten Murseite erfasst. Die Zone 4 beschreibt die historischen Ortskerne der vormals umliegenden Ortschaften von Graz, sowie den Bereich des Schlosses Eggenberg. Der im Norden der Stadt liegende Kalvarienberg im Bezirk Lend wird mit der Zone 5 abgedeckt (vgl. GAEG 2008, § 2). Die Schutzzonen sind in Abb. 8 bildlich dargestellt.

Über die in den Schutzzonen befindlichen Gebäude hat die Stadt eine Evidenz zu halten. Es ist festgelegt, welche Gebäude und Objekte der Stadt als schutzwürdig einzustufen sind und demnach vom Eigentümer im äußeren Erscheinungsbild zu erhalten sind. Abbruch, Neu-, Zu- oder Umbauten bedürfen einer Bewilligung und diese darf nur dann erteilt werden, "[...] wenn sich das Vorhaben – insbesondere auch durch seine baukünstlerische Qualität – in das Erscheinungsbild des betreffenden Stadtteils einfügt". (GAEG 2008, § 7 Z 2)

Zudem muss vor der Erteilung einer Bewilligung durch die Baubehörde ein Gutachten von der Altstadt-Sachverständigenkommission (ASVK) eingeholt werden. Sollte die Behörde diesem Gutachten nicht folgen wollen, so bekommt eine weitere Institution des GAEG Parteistellung, der Altstadtdanwaltschaft. In diesem Fall wird der Altstadtdanwaltschaft zur Stellungnahme hinzugezogen und kann gegen Bescheide der Behörde eine Beschwerde am Landesverwaltungsgericht einbringen. Der Altstadtdanwaltschaft ist nicht weisungsgebunden. (GAEG 2008, §§ 10, 15)

Grundsätzlich gelten die Bestimmungen des Gesetzes für alle Zonen gleichermaßen. Eine zusätzliche Formulierung findet sich jedoch für die Nutzung der Gebäude in der Zone 1. Gemäß § 9 dürfen hier Nutzungsänderungen bei Gebäuden, die ursprünglich als Wohnbauten errichtet wurden, nur bis maximal zur Hälfte der Gesamtnutzfläche als Büro- und Geschäftsgebäude bewilligt werden. Das ergibt sich aus dem Kontext der Erhaltung der Altstadt *"in ihrer vielfältigen urbanen Funktion"* - gemäß § 2 des GAEG 2008.

Für alle Gebäude außerhalb der Schutzzonen gilt das Ortsbildschutzgesetz.

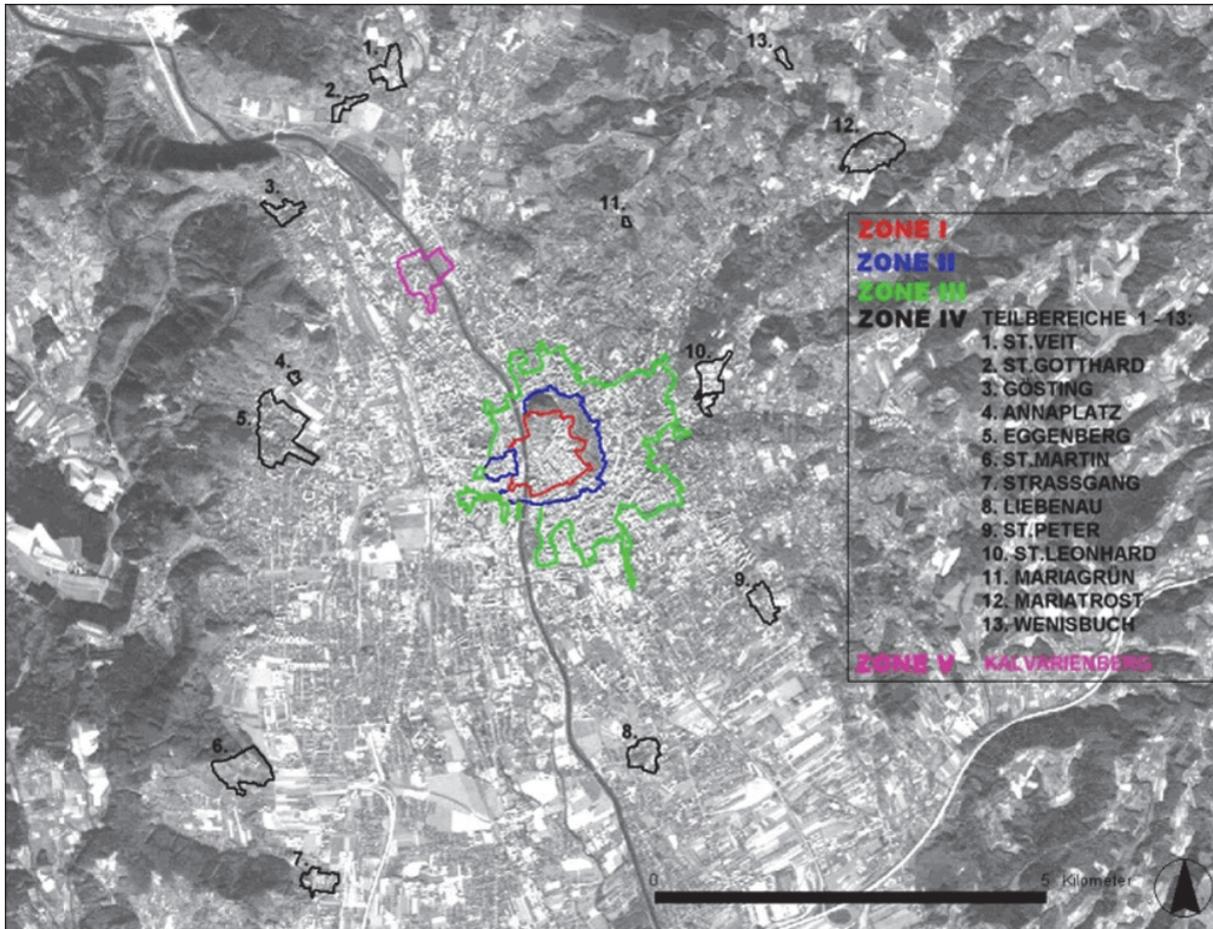


Abb. 8 Schutzzonen des GAEG. Quelle: AGIS – Altstadt Graz Informationssystem;
 URL: http://app.luis.steiermark.at/agis/baukultur/altstadtgraz/asvk_graz.htm

UNESCO Weltkulturerbe

Als weiteres Instrument im Altstadtschutz dient der Status der Grazer Altstadt als UNESCO-Weltkulturerbe. Die Erhaltung dieses Status wird in Graz auch gesetzlich im GAEG festgeschrieben. Die Welterbekonvention der UNESCO ist ein völkerrechtlich verbindliches Instrument zum Schutz des Kultur- und Naturerbes der Menschheit. Zu Grunde liegende Idee der Konvention ist, dass die bedeutsamen Kultur- und Naturstätten der Erde als ideeller Besitz der gesamten Menschheit angesehen werden.

Das historische Zentrum von Graz und der Bereich des Schlosses Eggenberg (siehe Abb. 9) wurde 1999 in die Liste der Weltkulturerbe-Stätten aufgenommen.

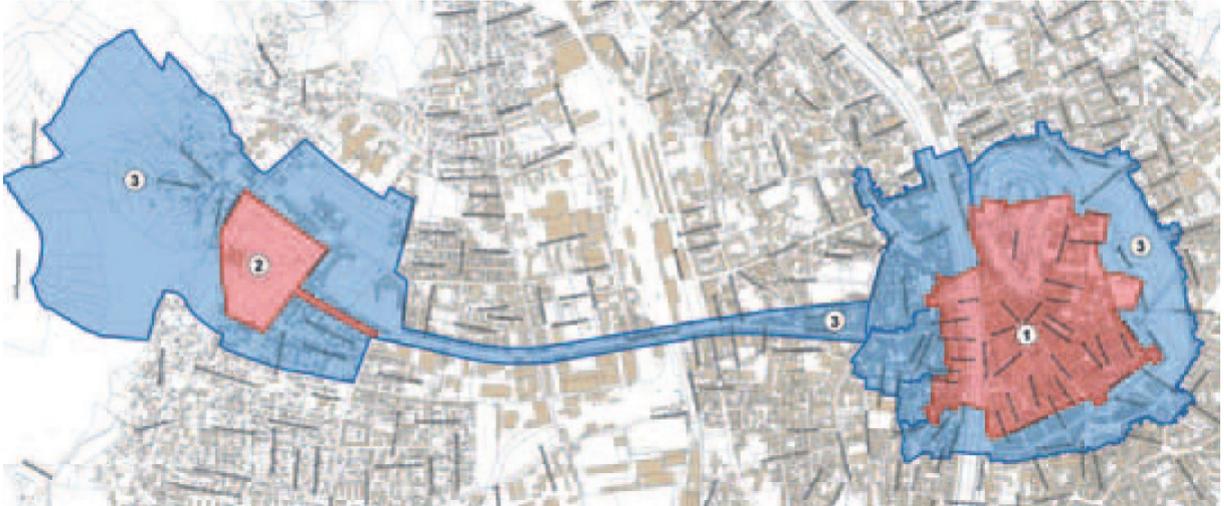


Abb. 9 Darstellung des Weltkulturerbes in Graz (1 Historisches Zentrum, 2 Erweiterung Schloss Eggenberg, 3 Pufferzone).
Quelle: [28]

Jede Welterbestätte soll nach den Richtlinien der Welterbekonvention einen Verwaltungsplan erstellen, in dem dargelegt wird, wie der Schutz und die Erhaltung der Welterbestätte erfolgt. Mit dem Weltkulturerbe-Managementplan hat die Stadt Graz dieses notwendige Dokument geschaffen. Dieser Plan bzw. diese Richtlinie wurde der Welterbekommission im Jahr 2007 erstmals vorgelegt und im Jahr 2013 erneuert. Inhalt dieses Managementplanes sind unter anderem die von der UNESCO vorgegebenen Empfehlungen zu Regelungen über Verfahren für den rechtlichen Schutz des Kulturgutes und der Verwaltungsstrukturen, die zu setzenden Maßnahmen zur Erhaltung und der Erschließung des Kulturgutes, sowie dessen Sicherstellung der Zugänglichkeit für die Öffentlichkeit. Weiters beinhaltet der Managementplan Maßnahmen zur Sicherung der politischen und finanziellen Rahmenbedingungen zum Erhalt des Kulturgutes. (vgl. [28] S.8f)

Im Grunde hat der Managementplan einen empfehlenden Charakter und bildet als Richtlinie eine Ergänzung zu den Instrumenten, die den städtischen Behörden in den Belangen des Altstadtschutzes zur Verfügung stehen. Den Kern bildet ein Masterplan in Text- und in Planform, in dem der kunsthistorische Befund und die Handlungsempfehlungen für die verschiedenen Stadtteile bzw. Quartiere beschrieben und dargestellt werden.

Ein eigener Punkt ist dabei eine Handlungsempfehlung für die historische Dachlandschaft. Diese bezieht sich auf die Schutzzone I des GAEG, das historische Zentrum. Die geschlossene Charakteristik der Dachlandschaft mit ihren individuell unterschiedlich ausgestalteten Dächern entsteht als wesentliches Element durch die Ziegeldächer. Diese Charakteristik soll im Sinne des Weltkulturerbes erhalten bleiben. (vgl. [28] S.91f)

In diesem Zusammenhang stellen, bedingt durch die stetige Entwicklungsdynamik der Wohnraumschaffung in der Kernzone, Dachbodenausbauten eine große Herausforderung dar. Um diese Anforderungen planerisch zu bewältigen, ist eine historische und typologische Auseinandersetzung mit dem schutzwürdigen Bestand erforderlich, aber auch eine Lösungsfindung für Veränderungen im Ensemble bzw. Einzelobjekt – nach Maßgabe der Schutzwürdigkeit und baukünstlerischen Qualität – notwendig. [28] S.92

I-1.3.2 Bauherren und Investoren

Für die Bauherren und Investoren sind als Projektträger und Finanzier vor allem die wirtschaftlichen Aspekte des Dachausbaus interessant, aber auch wohn- und sozialpolitische Motive sind für Bauherren im sozialen Wohnbau oder bei Bauvorhaben, die durch die öffentliche Hand finanziert oder gefördert werden, ausschlaggebend. Ohne wirtschaftlichen Nutzen kommen Projekte trotzdem sehr selten (z.B. im Falle einer Querfinanzierung) zustande. Im Gegensatz zu früheren Zeiten ist die Dachgeschoßwohnung gegen Ende des 20. Jhdts. immer weiter in Richtung des Hochpreissegments gerückt. Während sich im Gründerzeithaus der Vergangenheit die angesehenste Wohnlage im ersten Stock über dem Mezzanin befunden hat, die sogenannte Belétage, ist es nun die Dachebene, in denen sehr hohe Miet- und Kaufpreise erzielt werden können. (vgl. [33] S.10)

Die Gründe dafür liegen zum einen in den, auch mittels Bauvorschriften, durchgesetzten bautechnischen Standards wie z.B. die erforderliche Erschließung durch Lifte oder bauphysikalische Anforderungen, die Standards der raumklimatischen Verhältnisse betreffen. Zum anderen sind eher subjektive Gründe ausschlaggebend. So lebt man im Dachgeschoß in der höchsten Stelle der Stadt, die eine Aussicht auf die Stadt und die umgebende Dachlandschaft bietet. Man fühlt sich etwas unbeobachtet, die eigenen Räume sind von außen schlecht einsehbar. Oft kann bei Dachwohnungen eine Terrasse als Freiraum errichtet werden, die in den darunterliegenden Wohnungen so nicht realisierbar ist. Insgesamt stellt man sich vor, nicht von anderen Bauwerken umschlossen und beengt zu sein, weswegen ein freieres Wohngefühl erlebbar scheint. (vgl. [33] S.10)

Abgesehen von den erzielbaren Miet- und Kaufpreisen birgt ein Dachausbau auch Risiken für die Investoren, die eine wirtschaftliche Durchführung der Dachausbauten erschweren. Durch die bereits erwähnten stadtplanerischen und ggf. denkmalpflegerischen Aspekte sind die rechtlichen Rahmenbedingungen, besonders in Schutzzonen, relativ umfangreich. Auch der Erwerb eines ausbaufähigen Rohdachbodens kann einige Schwierigkeiten beinhalten, da oft die Eigentumsverhältnisse am Dachboden in den gründerzeitlichen Zinshäusern unter den Eigentümern aufgeteilt sind und somit unter Umständen mit sehr vielen Vertragsparteien Verhandlungen geführt werden müssen. (vgl. [62])

Ein weiterer Risikofaktor für die Investoren bildet die komplexe bautechnische Aufgabe im Dachgeschoßausbau. Durch den relativ großen Eingriff in die bestehende Struktur sind die Auswirkungen auf das Tragwerk im Bestand und somit weitere notwendige Maßnahmen nicht auszuschließen. Zusätzlich sind Mehrinvestitionen im Bereich der Erschließung durch z.B. Fluchtwege, Barrierefreiheit und Lifteinbau oder zusätzlich erforderliche Stellplätze, etc.) einzukalkulieren.

Durch die genannten Unwägbarkeiten kann ein alleine stehender Dachausbau aus unternehmerischer Sichtweise oft nur dann wirtschaftlich ausgeführt werden, wenn die Lage dementsprechend hohe Vermarktungsmöglichkeiten bietet. (vgl. [2] S.101)

Im häufigsten Fall und um die Wirtschaftlichkeit zu erhöhen, werden Dachausbauten oder Dachaufstockungen im Rahmen von Modernisierungen oder Sanierungen des gesamten Hauses ausgeführt, d.h. sie sind das Ergebnis unternehmerischer Bestandsstrategien, nicht von Neubaustrategien. Kosten, die für gewisse Arbeiten bei einer Haussanierung entstehen, werden dann für den Dachausbau nicht mehr aktiv wirksam (z.B. Gerüstkosten, Erschließungskosten im Gebäude, etc.).

In Deutschland wurde vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung eine Studie über die Potenziale und Rahmenbedingungen von Dachaufstockungen in Auftrag gegeben, in der über den Dachausbau auch im Sinne der Nachverdichtung bzw. der wohnungspolitischen Zielsetzungen Auskunft gegeben wird:

Neben dem Wohnungsneubau können Dachausbauten und Dachaufstockungen zu einer Ausweitung des Wohnungsangebots führen. Im Mittelpunkt der vorliegenden Expertise steht daher im Hinblick auf [...] bezahlbares Wohnen und Bauen die Frage „Inwiefern ist die städtebauliche Nachverdichtung

durch Dachausbauten und Dachaufstockungen eine Möglichkeit zur Entlastung angespannter Märkte, insbesondere im Segment des preisgünstigen Wohnraums?“ [2] S.16

Es wird hier also der Fokus im Besonderen auf Möglichkeiten der Nachverdichtung durch Dachausbau auch abseits von Luxuswohnungen in rentablen Innenstadtlagen gelegt. Das ist insofern von Interesse, als dass eine städtische Nachverdichtung mit Berücksichtigung der sozialen Verträglichkeit Raumangebote für viele Gesellschaftsschichten und somit auch in maßgebenden (Miet-)Preissegmenten schaffen soll.

Die Studie kommt zu dem Schluss, dass auch hier sehr stark die Rentabilität des Umbaus ein ausschlaggebendes Kriterium ist und die neu entstandenen Dachwohnungen nicht als Wohnungen im Niedrigpreissegment vermietet werden können, jedoch können sie einen sogenannten Sickerseffekt erzeugen, indem die Investoren mit den höheren erzielbaren Erträgen aus den Dachwohnungen die Modernisierung der darunter liegenden Bestandswohnungen quersubventionieren. Somit steigen die Mieten in den modernisierten Bestandswohnungen nicht bzw. nicht in dem möglichen Ausmaß. (vgl. [2] S.101)

Dieses Modell gilt für Unternehmen, die auch sozialpolitische Ziele verfolgen und einen oberen Schwellenwert für die erforderlichen Mieten im Sinne der Wirtschaftlichkeit ansetzen. Rein renditeorientierte Unternehmen ohne sozialpolitische Ziele können, wie schon zuvor erwähnt, weitere Marktpotenziale auch im Hochpreissegment nutzen.

I-1.3.3 Planer

Die Planungsbeteiligten beschäftigen sich schließlich mit dem individuellen Bauwerk. Stadtplanerische Tätigkeiten sollen hier nicht näher behandelt werden.

Das Planen und Bauen im Bestand wird durch die Ressourcen, die unserer Gesellschaft zur Verfügung stehen, immer wichtiger. Es unterscheidet sich in einigen Punkten wesentlich von Planungsaufgaben für Neubauten. Einen Unterschied stellt die Anforderung an die Analyse des Baufeldes dar. Für die erfolgreiche Planung ist eine gründliche Erhebung der Rahmenbedingungen unerlässlich. Es muss auf äußere Einflüsse der Planung, die z.B. im Umgang mit denkmalgeschützten Objekten der Fall ist, geachtet werden. Formale Kriterien, wie Kenntnisse der Baugeschichte und historisches Wissen im Umgang mit den Bestandsobjekten spielen hierbei eine große Rolle. Die Planer müssen mit den Baumethoden der jeweiligen Epoche vertraut sein und Bewertungskriterien für historische Konstruktionen und Materialien anwenden.

Problemfelder, in diesem Fall vor allem von technischer Natur, beim Bauen im Bestand sind unter anderen wie folgt auszumachen (vgl. [15]):

- nicht mehr gebräuchliche Baumethoden bzw. deren Unvereinbarkeit mit dem "Stand der Technik"
- nicht mehr gebräuchliche Baumaterialien
- Verwendung von Mischbauweisen, deren Wirkungsweise nicht ausreichend bekannt ist
- verdeckte und unerwartete Bauelemente und Detailausführungen, die oft erst in einer späten Projektphase zutage treten
- verdeckte Bauschäden
- gefährliche Substanzen

Es stellt sich heraus, dass die Interdisziplinarität in der Planungsphase besonders beim Bauen im Bestand für eine erfolgreich zu lösende Bauaufgabe eine wichtige Komponente darstellt. Verschiedene Fachgruppen sind am Planungsprozess beteiligt und hier über das "Standardwissen" hinaus gefordert.

- Architekten und Projektmanager
- Bauforscher, Denkmalpfleger, Kunsthistoriker, Restauratoren
- Tragwerksplaner, Materialsachverständige
- Bauphysiker
- Gebäudetechniker

Aus einer prozessorientierten Sichtweise betrachtet stellt die Projektphase der Projektentwicklung und der Grundlagenermittlung einen besonderen Schwerpunkt im Planungsablauf dar. Die technische Bestandsanalyse ist ein wichtiges Mittel, um große Planungssicherheit zu erreichen.

Noch eine Besonderheit im Planungs- und Projektablauf entsteht durch die nicht gänzlich auszuschließenden Unwägbarkeiten. Durch neue Erkenntnisse, die während den einzelnen Projektphasen gewonnen werden, müssen Planungen verworfen und angepasst werden. Zumindest für einzelne Teile des Projektes müssen dadurch Planungsprozesse wiederholt werden.

All diese Anforderungen an die beteiligten Planer treffen auch auf den Bereich der Dachausbauten zu. Die Planer sollten sich der komplexen Bauaufgabe bewusst sein, aber auch Bewusstsein dafür bei den Bauherren als Entscheidungsträger schaffen.

Im Abschnitt I-5 "Integrierte Planung und Bauprojektmanagement im Dachausbau" wird der Planungsprozess noch genauer behandelt und im Speziellen auf die Aufgabenbereiche der Tragwerksplanung eingegangen.

I-1.3.4 Ausführende

Durch den Planungsprozess erarbeitete Lösungen müssen schließlich durch die Ausführenden in die Realität umgesetzt werden. ORTNER hat in seiner Masterarbeit [19] mit dem Thema "Instandsetzungshandbuch für historische Dachtragwerke" einige Zimmermeister in Form einer durchgeführten qualitativen Umfrage zu Wort kommen lassen. Daraus lassen sich Schlüsse im Hinblick auf die Rolle der ausführenden Firmen zum Thema historische Dachkonstruktionen ziehen, wovon einige Aussagen hier zusammengefasst sind:

- Die Firmen kommen oft im Zuge von geplanten Umbauarbeiten oder nach Schadensmeldungen in den Kontakt mit historischen Dachwerken.
- Wenn eine direkte Beauftragung erfolgt, werden bei großen Bauvorhaben Tragwerksplaner/Statiker hinzugezogen, ansonsten wird die statische Berechnung bzw. Dimensionierung durch die Zimmermeister eigenständig durchgeführt.
- Bestandsaufnahmen und Schadenskartierungen erfolgen durch die Zimmermeister durch visuelle Kontrolle und Bauteilöffnungen an neuralgischen Punkten. Schäden werden aufgenommen und kartiert, es erfolgt eine Dokumentation des Bestandes.
- Die Sanierungskonzepte beinhalten zumeist Lösungen, die sich durch Einfachheit in der Ausführung und Wirtschaftlichkeit definieren. Auf historische Korrektheit wird auch Wert gelegt, jedoch sind solche Lösungen zumeist in der Umsetzung teuer.
- Die Abrechnung der Tätigkeiten erfolgt nach tatsächlichem Aufwand, da die zu erbringenden Leistungen in der Angebotsphase schwer abzuschätzen sind.

Resultierend ist festzustellen, dass auch für die Ausführenden eine genaue Grundlagenermittlung ein wichtiger Punkt ist, um Planungssicherheit im Hinblick auf Ausführungsvarianten und Kostensicherheit zu erhalten. Von einer profunden Analyse des Tragwerks in vorhergegangenen Projektphasen profitieren somit alle Beteiligten. Einen Anteil der Aufträge haben auch Reparaturen von Schäden an unsachgemäß ausgeführten Dachausbauten der Vergangenheit zum Inhalt, was einen gewissen Mangel an Qualität und Sensibilität bei Bauaufgaben im Umfeld von historischen Dachwerken offenbart.

I-1.3.5 Baubehörde

In den Zuständigkeitsbereich der Baubehörde fällt die Kontrolle der Einhaltung der geltenden Gesetzeslage und, wie zuvor schon behandelt, umfasst dies bei Umnutzungsprojekten im historischen Bestand je nach örtlichen Gegebenheiten auch die denkmalschutzrechtlichen Belange und Themen des Altstadtschutzes, die zuvor schon behandelt wurden. Auf die baugesetzlichen Grundlagen und somit die Aufgaben der Baubehörde wird im folgenden Abschnitt näher eingegangen.

I-1.4 GESETZLICHE RAHMENBEDINGUNGEN

In diesem Abschnitt wird vorwiegend auf die gesetzliche Situation bei Dachgeschoßausbauten in der Steiermark eingegangen. Grundsätzlich finden sich auch in anderen Bundesländern ähnliche Formulierungen.

Für bereits bestehende Gebäude gilt der Bestandsschutz. Das bedeutet, dass ein Bauwerk als rechtmäßig errichtet gilt, wenn alle Auflagen eingehalten wurden, die zum Errichtungszeitpunkt gefordert waren. Solange keine Änderung am Bauwerk oder in dessen Nutzen erfolgt, die eine neue Baubewilligung verlangt, ist der Eigentümer nur dazu verpflichtet das Bauwerk in Stand zu halten.

Im Steiermärkischen Baugesetz sind Dachbodenausbauten als baubewilligungspflichtige Vorhaben einzustufen, zumal eine Nutzungsänderung erfolgt, die auf Festigkeit, Sicherheit und Brandschutz eines Teiles von baulichen Anlagen Einfluss nehmen könnte. (vgl. Stmk. BauG 1995, § 4 Z 2)

Für die Erteilung der Benützungsbewilligung ist nach Abschluss des Bauvorhabens eine Fertigstellungsanzeige bei der Baubehörde einzubringen, der eine Bescheinigung über die bewilligungsgemäße und den Bauvorschriften entsprechende Bauausführung beizulegen ist. (vgl. Stmk. BauG 1995, § 38 Z 2)

Auch in den Bauordnungen der anderen Bundesländer ist die Gesetzeslage ähnlich, dass eine strukturelle Änderung bzw. eine Änderung der Nutzung eine Baubewilligung erfordert und entsprechende Bestätigungen über die ordnungsgemäße Ausführung der Bauvorhaben zu erbringen sind.

Bezüglich der technischen Anforderungen an Bauwerke wurden mittlerweile in allen Bundesländern die vom Österreichischen Institut für Bautechnik (OIB) herausgegebenen Richtlinien (OIB-Richtlinien) in den jeweiligen Bauordnungen für verbindlich erklärt. Die Anforderungen an die mechanische Festigkeit und Standsicherheit von Bauwerken wird in der OIB-Richtlinie 1 behandelt.

Die OIB-Richtlinie 1 sagt dazu aus, dass für die Neuerrichtung von Tragwerken oder Tragwerksteilen die Standsicherheit gewährleistet ist, wenn der Stand der Technik eingehalten ist.

Tragwerke sind so zu planen und herzustellen, dass sie eine ausreichende Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit aufweisen, um die Einwirkungen, denen das Bauwerk ausgesetzt ist, aufzunehmen und in den Boden abzutragen. [51] S.2

Für die Neuerrichtung von Tragwerken oder Tragwerksteilen ist dies jedenfalls erfüllt, wenn der Stand der Technik eingehalten wird. Die Zuverlässigkeit der Tragwerke hat den Anforderungen gemäß ÖNORM EN 1990 in Verbindung mit ÖNORM B 1990-1 zu genügen. [51] S.2

Unter dem erwähnten "Stand der Technik" ist lt. dem steirischen Baugesetz (Stmk. BauG 1995) der auf wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhende Entwicklungsstand von bautechnischen Verfahren, Einrichtungen und Bauweisen zu verstehen, deren Funktionstüchtigkeit erprobt oder sonst erwiesen ist.

Die gültigen Normen bilden den jeweils aktuellen Stand der Technik ab, so wird der EUROCODE 0 [36] in der OIB-RICHTLINIE 1 [51] erwähnt und ist damit als Anforderung an das Gebäude verbindlich anzuwenden.

Weiters behandelt der Abschnitt 2.1.3 der OIB-RL 1 Änderungen an bereits bestehenden Gebäuden, wie sie Dachgeschossausbauten darstellen. Der Abschnitt sagt aus, dass bei Änderungen an bestehenden Bauwerken, die sich auf bestehende Tragwerke auswirken, Abweichungen vom aktuellen Stand der Technik möglich sind, sofern das Sicherheitsniveau des gesamten, rechtmäßig errichteten Gebäudes nicht verschlechtert wird. (vgl. [51] S.2)

Das bedeutet nun, dass für bestehende Bauteile des Bestandes ein ggf. geringeres Sicherheitsniveau als nach dem Stand der Technik gefordert ist, zulässig ist. Diese Regelung wurde eingeführt, um unverhältnismäßig große Anpassungsaufwände im Bestand zu vermeiden. (vgl. [52])

Dies gilt jedoch gemäß dem OIB-Leitfaden "Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken", Ausgabe März 2015, auf den in der OIB-RL 1 verwiesen wird nur für außergewöhnliche Lastfälle und Erdbeben. Das nach dem Stand der Technik geforderte Zuverlässigkeitsniveau für die Grundkombinationen mit den Lastfällen Eigengewicht, Nutzlasten, Wind und Schnee muss in jedem Fall erreicht werden. (vgl. [53] S.3)

Für bestehende Konstruktionen, die einer neuen Nutzung zugeführt werden, muss somit ein Tragfähigkeitsnachweis nach aktuellen Bemessungsnormen erbracht werden. Der Bestandsschutz gilt in diesem Fall nicht mehr bzw. wie oben erwähnt nur in eingeschränktem Maße für bestehende Bauteile unter außergewöhnlichen Einwirkungen.

Zur Definition des Bestandsschutzes wird an dieser Stelle auf die ONR 24009 [48] verwiesen, die die "Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten" zum Inhalt hat. In dieser ist ein Vertrauensgrundsatz festgelegt, der die Tragfähigkeit der Bauwerke durch die langjährige, mängelfreie Standzeit bestätigt.

Unter Nutzung stehende Bestandsbauwerke sind – im Gegensatz zum Entwurf neuer Tragwerke – langjährig unter Erprobung gestanden und lassen somit Rückschlüsse auf das reale Tragverhalten zu. Bei Fehlen von Bauschäden und konstruktiven Mängeln kann festgestellt werden, dass sich diese Tragsysteme bewährt haben. [...] Bei der Bewertung der Tragfähigkeit von bestehenden Hochbauten kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass das Bauwerk nach den zum Zeitpunkt der Errichtung geltenden technischen Regeln geplant und ausgeführt wurde [...] (Vertrauensprinzip). [...] [48] S.8

I-2 TECHNISCH-KONSTRUKTIVE RAHMENBEDINGUNGEN

Das Dach eines Gebäudes schließt dieses nach oben hin ab und soll die darunterliegenden Räume und Gebäudeteile vor Witterung und sonstigen äußeren Einflüssen schützen. Außerdem schützt das Dach auch angrenzende Objekte vor Einflüssen aus dem Inneren des Gebäudes, wie z.B. Feuer im Brandfall oder Schallemissionen.

Neben diesen technischen Nutzfunktionen besitzen Dächer in ihren unterschiedlichen Formen auch eine sehr große Gestaltungsfunktion für das Gebäude. Die Abbildung zeigt einige mögliche Formen von Dächern:

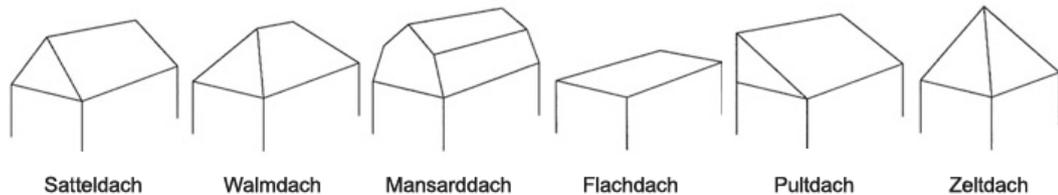


Abb. 10 Dachformen. Quelle: Brandenburgische Architektenkammer. URL: www.architektur-und-schule.info

Besonders dieser Gestaltungsfunktion kommt beim Dachausbau im historischen Bestand eine besonders große Bedeutung zu. Im Sinne des Altstadt- oder Denkmalschutzes sind die historisch gewachsenen Dachlandschaften schützens- und erhaltenswerte Elemente der Baukunst vergangener Zeiten und wirken auf die Betrachter mit ihrer besonderen Ästhetik.

Aus diesem Grund sind die Anforderungen an die Gestaltungsfunktion in diesem Bereich meist sehr streng geregelt. Eine weitere Schwierigkeit in der Beurteilung dieser ergibt sich jedoch in ihrer Subjektivität. "Was für den Investor schön ist, muss nicht gleichzeitig für die Behörde schön sein."



Abb. 11 Dachlandschaft der Altstadt in Graz. Quelle: Cactus26; URL: commons.wikimedia.org

I-2.1 BISHERIGE FORSCHUNGSTÄTIGKEIT

Zum Thema der historischen Dachwerke aus statisch-konstruktivem Blickwinkel sind in den vergangenen Jahren einige umfangreiche Forschungstätigkeiten durchgeführt und veröffentlicht worden.

An der TU Graz wurden im Rahmen des Forschungsprojektes "D(N)ACHHALTIGKEIT" [32] für das Land Steiermark und die Stadt Graz umfangreiche Untersuchungen zum Thema der historischen Holzkonstruktionen durchgeführt und 2011 ein umfangreicher Forschungsbericht herausgegeben.

Die Forschungsarbeit konzentriert sich auf die Erfassung des Bestandes historischer Dachwerke in der Weltkulturerbe-Zone in Graz. Insbesondere wird auf die Zustands- und Schadensbeurteilung und deren Instandsetzungskonzepte eingegangen. Zu diesem Zweck wurden verschiedene Dachwerke fachgerecht aufgenommen und Schäden erfasst. Es wurde ein Schadensbeurteilungsschema entwickelt, mit dem der Handlungsbedarf am Tragwerk abgeschätzt werden kann. Zudem werden Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen wie z.B. Musterlösungen für signifikante Anschlüsse dargestellt.

Aufbauend darauf wurde von MEISEL [18] eine Dissertation verfasst, die einen umfassenden Überblick über die Beurteilung und statische Analyse der historischen Dachwerke gibt. Neben der Zustandsbeurteilung und den Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen wird hier im Besonderen die statische Modellbildung der gesamten Tragstruktur und deren Verbindungen behandelt. Zu diesem Zweck sind Laborversuche an häufig eingesetzten zimmermannsmäßigen Verbindungstypen, wie Blatt- und Kammverbindungen sowie Hartholznägeln durchgeführt und daraus ingenieurmäßige Bemessungskonzepte entwickelt worden.

Ein weiteres Standardwerk, in dem der Stand der Wissenschaft in Bezug auf die statische Analyse und Bestandserhebung abgebildet wird, liefert HOLZER [8].

Vor der Zeit des Ingenieurholzbaues erfolgte die Dimensionierung der Bauteile durch tradierte Methoden des Zimmererhandwerks. Erste Berechnungsmethoden etablierten sich erst ab dem 19. Jahrhundert. Die genannten Werke befassen sich vor allem mit der statischen Bearbeitung der Dachwerke und den traditionellen Holz-Holz-Verbindungen und es wird auf die Erhaltung der (geschützten) Dachwerke mit Maßnahmen der Instandhaltung und Instandsetzung Bezug genommen. Dachausbauten und Umnutzungen werden kritisch betrachtet und sind nach Ansicht der Verfasser im Kontext der Denkmalpflege oder bei schützenswerten Objekten, von denen es zahlenmäßig nur mehr wenige gibt, auch dem Erhaltungsziel kontraproduktiv und werden daher aufgrund dieser Unverträglichkeit auch nicht näher behandelt.

Diese Werke stellen für die Vorgehensweisen bei Bestandsbeurteilungen und die statische Analyse von bestehenden Holztragwerken im nicht schützenswerten Bereich eine ausgezeichnete Informationsquelle dar und liefern eine sehr umfangreiche Auflistung von weiterführender Literatur zum Thema. Im Besonderen der statisch-konstruktive Teil dieser Arbeit stützt sich daher weitgehend auf die zuvor genannten Arbeiten.

I-2.2 DACHKONSTRUKTIONEN

Abgesehen vom schützenswerten historischen Bestand, wie er z.B. in der Weltkulturerbe-Zone in Graz vorkommt, soll im weiteren Verlauf auf den Zeitraum der Gründerzeit Bezug genommen werden. Es ist zu erwähnen, dass der Dachausbau in erhaltenswerten Gebäudebeständen als besonders kritisch im Hinblick auf die Vereinbarkeit mit der Dauerhaftigkeit der schützenswerten Konstruktion zu sehen ist, weshalb in diesen Bereichen eine Nutzbarmachung der Dachböden eine hohe Sensibilität aller Beteiligten erfordert. Nutzbarmachungen z.B. in Bereichen der Grazer Altstadt (Schutzzone 1/Kernzone) sind mit großer Vorsicht zu betrachten. Die Beteiligten müssen sich bewusst sein, dass durch den Eingriff in die Dachwerke, die teilweise schon sehr lange Standzeiten aufweisen, eine ähnlich lange Dauerhaftigkeit mit den derzeitigen Möglichkeiten des Dachausbaus wahrscheinlich schwer erzielt werden kann.

Gleichwohl die Grazer Gründerzeitbebauung auch unter das Altstadterhaltungsgesetz fällt, erscheint eine Bearbeitung hier vertretbarer, da die bestehenden Bauwerke zahlenmäßig häufiger vorhanden sind und diese in ihrer Ausführung in die Nähe einer "vorindustriellen Massenproduktion" reichen.

I-2.2.1 Entwicklung der Dachtragwerke

Grundsätzlich kann die Entwicklung der Dachkonstruktionen im mitteleuropäischen bzw. deutschsprachigen Raum durch zwei Konstruktionsformen beschrieben werden, die sich in ihrer Geometrie und ihrem statischen System voneinander unterscheiden. Diese sind das Sparrendach einerseits und das Pfettendach andererseits. Diese beiden Grundformen haben sich in der europäischen Entwicklung der Dachwerke ursprünglich unabhängig voneinander entwickelt. Die Entwicklung des Sparrendaches erfolgte hierbei vor allem im mittel- und niederdeutschen Raum aus dem germanischen Sparrendach, das Pfettendach entstand hingegen im Süden, wo es sich aus dem römischen Pfettendach entwickelte. Eine demnach weite Verbreitung fand es im niederdeutschen Raum und hier besonders im Alpen-Donau-Gebiet. (vgl. [16] S.22f; [19] S.7)

Durch die handwerkliche Spezialisierung auf verschiedene Gewerke im Mittelalter wurde die Entwicklung des Zimmererhandwerks entscheidend vorangetrieben. Der Kenntnisstand wurde aufgrund von Erfahrungen und Versuchen erweitert und somit komplexe Tragsysteme ermöglicht und ausgeführt. Zu Beginn der Neuzeit war die Entwicklung der Dächer auf zimmermannsmäßiger Basis weitgehend abgeschlossen, wie die Zeittafel von MEISEL in Abb. 12 darstellt (vgl. [18] S.29).

Die Standsicherheit dieser Konstruktionen basiert mangels geeigneter Berechnungsmethoden und statisch-mechanischer Kenntnisse zu damaliger Zeit allein auf den Erfahrungswerten und der Intuition der ausführenden Zimmerleute. Weiters war diese auch vom zur Verfügung stehenden Material, der Montagetechnologie und der Konstruktion des Bauwerkes an sich abhängig. (vgl. [18])

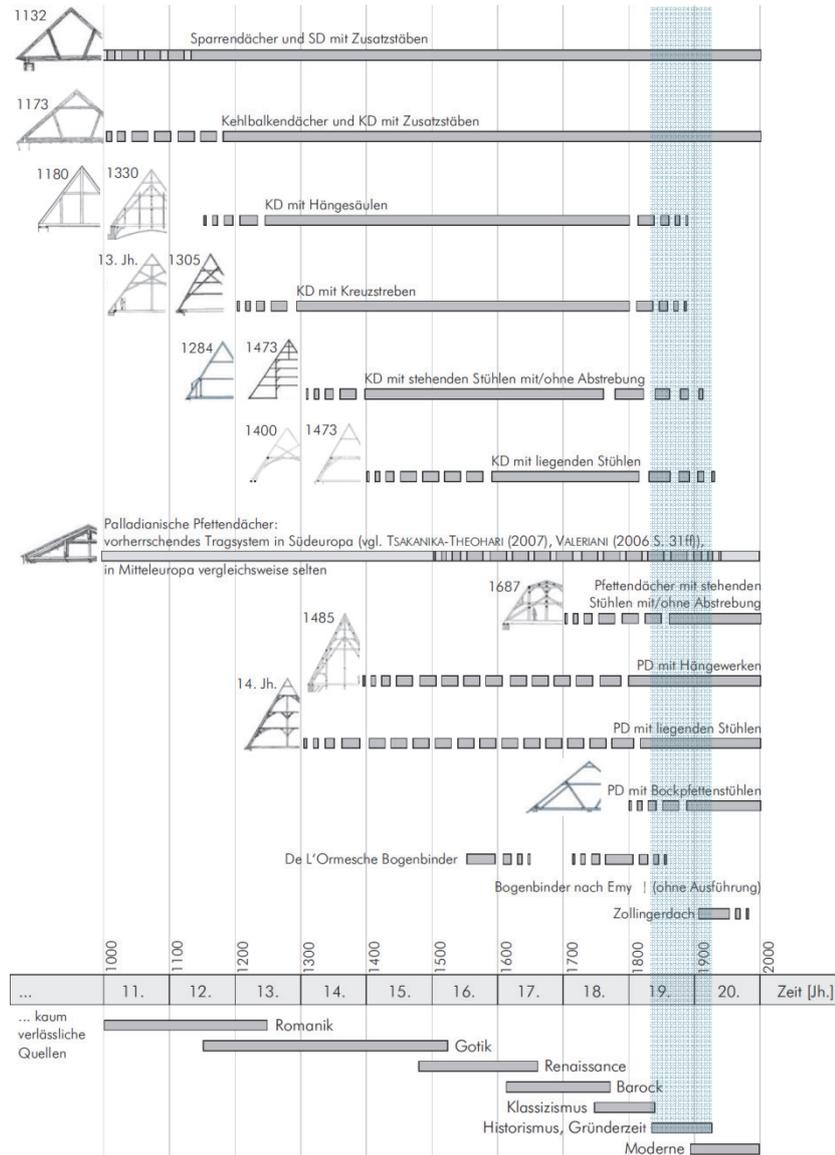


Abb. 12 Entwicklung der historischen Dachwerke, hervorgehoben der Abschnitt der Gründerzeit. Quelle: [18] S.29

Im Laufe des 19. Jahrhunderts entwickelte sich die Baustatik und damit einhergehend auch der Ingenieurholzbau, unter anderem durch die Fachwerktheorie, einen großen Schritt weiter. Bei Bauwerken von besonderer Bedeutung wurden diese Erkenntnisse ab Mitte des Jahrhunderts zunehmend angewandt und vermehrt eiserne Konstruktionsteile, zunächst als Zugglieder, auch im Holzbau verwendet. Im allgemeinen Wohnbau wie dem klassischen Zinshaus mit seinen typischen Grundrissformen waren jedoch nach wie vor Holzkonstruktionen in traditioneller handwerklicher Ausführung vorherrschend.

Aus baustatischer Sicht sind diese historischen Tragwerke sehr komplexe Systeme, die im Regelfall hochgradig statisch unbestimmt sind. Diesem Umstand ist es zu verdanken, dass sie deswegen in der Regel eine große Redundanz und Robustheit erlangen und somit bei günstiger Konstruktionsweise und entsprechender Wartung eine große Lebensdauer erreichen konnten und können. (vgl. [8] S.5; [18] S.72) Vor diesem Hintergrund stellt allerdings die statische Beurteilung bzw. Berechnung nach derzeitigen Kenntnissen und Methoden eine große Herausforderung dar. Eine solche ist aber spätestens bei einer geplanten Umnutzung unumgänglich.

Sparrendach

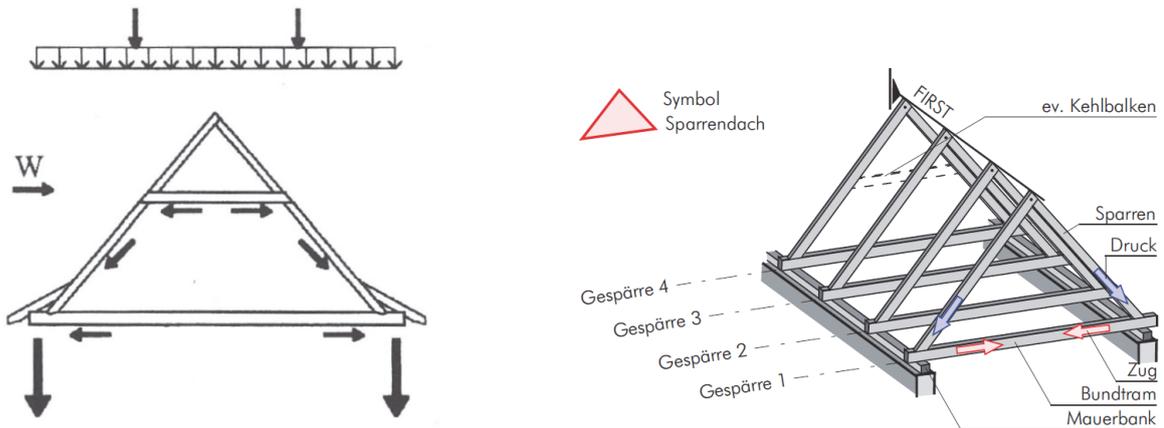


Abb. 13 statisches System eines Sparrendaches (Kehlbalkendach). Quelle: [16] S.22 bzw. [18] S.26

Das Sparrendach bildet im Wesentlichen ein gleichschenkliges Dreieck aus den beiden Sparren, die am First miteinander verbunden sind und dem Bundtrahm, der im Allgemeinen an jedem Gespärre ausgeführt ist und das Tragsystem schließt. Aufgrund dieses statischen Systems ist das Sparrendach am häufigsten über einer Dachneigung von 30° anzutreffen. Die wesentlichen Vorteile des Sparrendachs finden sich in der Einfachheit des Systems, da die Lasten auf sehr kurzem Weg in die Unterkonstruktion geleitet werden. (siehe Abb. 13)

Um die Belastungen der einzelnen Elemente zu reduzieren, wurde mit dem Einfügen von zusätzlichen Bauteilen versucht, die Spannweite der Sparren zu verringern. Dies führte zur Entwicklung der Sparrenstreben, die sich auf den Bundtrahm abstützen und der Kehlbalken, die die Sparren untereinander abstützen.

In weiterer Folge wurden auch Stuhlwände eingebaut, die die Kehlbalken unterstützen und auch dazu dienten, eine Arbeitsplattform für das Aufrichten zu schaffen. Da die Stühle auf den Bundträmen bzw. Kehlbalken aufgestellt waren, wurden diese auf Biegung beansprucht. Um diese Biegebeanspruchung zu vermeiden, sind die Stuhlwände nach außen, in die Nähe der Auflager "gekippt" worden und bildeten nunmehr den "liegenden Stuhl". Kehlbalkendächer mit liegendem Stuhl waren die Hauptkonstruktion des Barock.

Eine sehr detaillierte Beschreibung der Geschichte und der Ausführungsmerkmale der Kehlbalkendächer ist bei HOLZER [8] zu finden.

Pfettendach

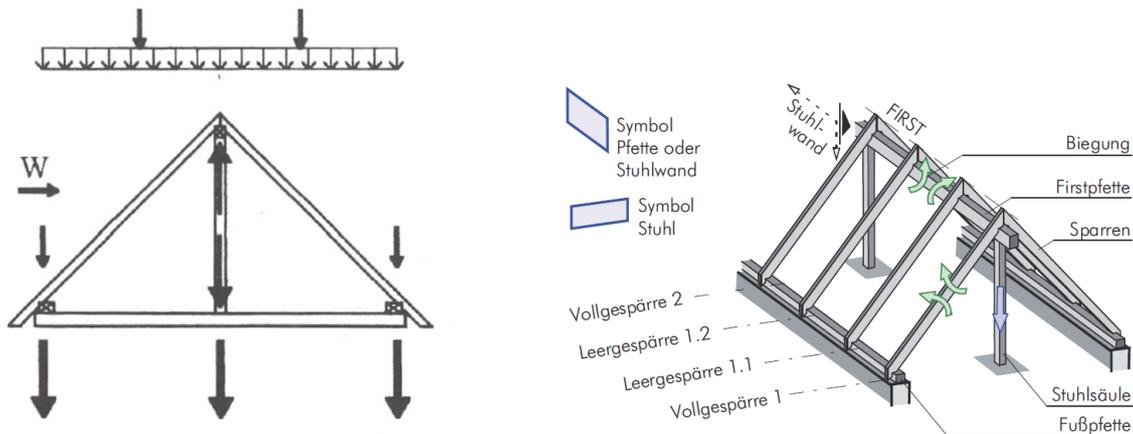


Abb. 14 statisches System eines Pfettendaches. Quelle: [16] S.9 bzw. [18] S.26

Das Pfettendach hat seine Ursprünge in der Balkendecke. Indem die Unterzüge der Balken auf verschiedene Höhen gelegt werden entsteht eine schiefe Ebene und bildet ein Pultdach, in der die Balken auf der Falllinie der Dachschräge liegen. Die Unterzüge bilden somit die Pfetten, darauf liegen die Sparren, die die Dachfläche bilden.¹

Im Grunde genommen sind die Sparren beim Pfettendach kein statisch wirksames Element des Dachtragwerkes. Ihre Aufgabe besteht in der Unterstützung der Dachhaut. Sie sind planmäßig nicht durch Normalkräfte belastet, wie es beim Sparrendach der Fall ist, sondern wirken als Biegeträger. (siehe Abb. 16)

Ein Satteldach als Pfettendach entsteht, indem zwei in Gegenrichtung geneigte Pultdächer angeordnet werden, die am First auf einer gemeinsamen Firstpfette aufliegen. Mit weiteren angeordneten Pfetten, sogenannten Mittel- oder Zwischenpfetten kann die zu überbrückende Spannweite der Sparren angepasst werden. Diese können beim Dachüberstand oder wenn keine Firstpfette vorhanden ist auch auskragen. (vgl. [8] S.80)

Aus diesen konstruktiven Gründen bietet sich das Pfettendach vor allem für flacher geneigte Dächer an, da die Sparren ansonsten abrutschen oder die firstparallelen Pfetten umkippen könnten.

Wenn in Firstrichtung die maximale Spannweite der Pfetten erreicht ist, müssen diese aufgelagert werden. Diese Unterstützung kann z.B. durch Giebelwände erfolgen oder mittels eines Dachstuhles als Holztragwerk ausgeführt werden.

Eine detaillierte Beschreibung der Geschichte und der Ausführungsmerkmale der Pfettendächer ist bei HOLZER [8] zu finden.

Ab dem 19. Jahrhundert setzte sich das Pfettendach gegenüber dem Sparrendach als vorherrschende Dachkonstruktion in Mitteleuropa durch. Als wesentlicher Vorteil stellte sich die größere Flexibilität in der Grundrissgestaltung heraus. Weiters sind noch der geringere Holzbedarf oder der einfachere Austausch von einzelnen Traggliedern zu erwähnen. (vgl. [19] S.14)

¹ Die im historischen Kontext richtige Bezeichnung dieser Bauteile ist "Rofen". Der Begriff Sparren hat sich umgangssprachlich entwickelt. Der Einfachheit geschuldet, soll hier die landläufige Bezeichnung verwendet werden.

I-2.2.2 Klassifizierung der Dachtragwerke

Für den Tragwerksplaner ist die Einteilung der historischen Dachwerke nach ihrem System der Lastabtragung von Bedeutung, wie in Abb. 15 dargestellt. Neben dieser Klassifizierungsmöglichkeit können Dächer auch nach anderen Kriterien eingeteilt werden, wie z.B. nach den Dachformen.

Die Klassifizierung der Dachtragwerke erfolgt nach dem Ursprung des zu Grunde liegenden Systems in Sparrendächer und Pfettendächer, wobei die Lastabtragung nicht immer eindeutig einem Grundtypus zugeordnet werden kann. Je nach Steifigkeitsverhältnissen der verschiedenen Konstruktionsteile wird die Last sparrendachartig oder pfettendachartig abgeleitet bzw. stellt sich eine Kombination aus beiden Varianten ein. Eine übersichtliche Darstellung ist z.B. in MEISEL (vgl. [18] S.28) zu finden. Hierbei wird zunächst unabhängig vom endgültigen Lastabtragungssystem, das meist erst nach der statischen Analyse beurteilt werden kann, das Kehlbalkendach als solches angesehen, wenn ein Kehlbalken angeordnet ist, unabhängig davon, ob dieser von einem firstparallel verlaufenden Balken (Rähm) unterstützt wird.

Bei den Pfettendächern übernimmt der Dachstuhl bzw. die firstparallelen Stuhlwände die Last der Sparren.

Somit wird auch der chronologischen Abfolge der Entwicklungen Rechnung getragen.

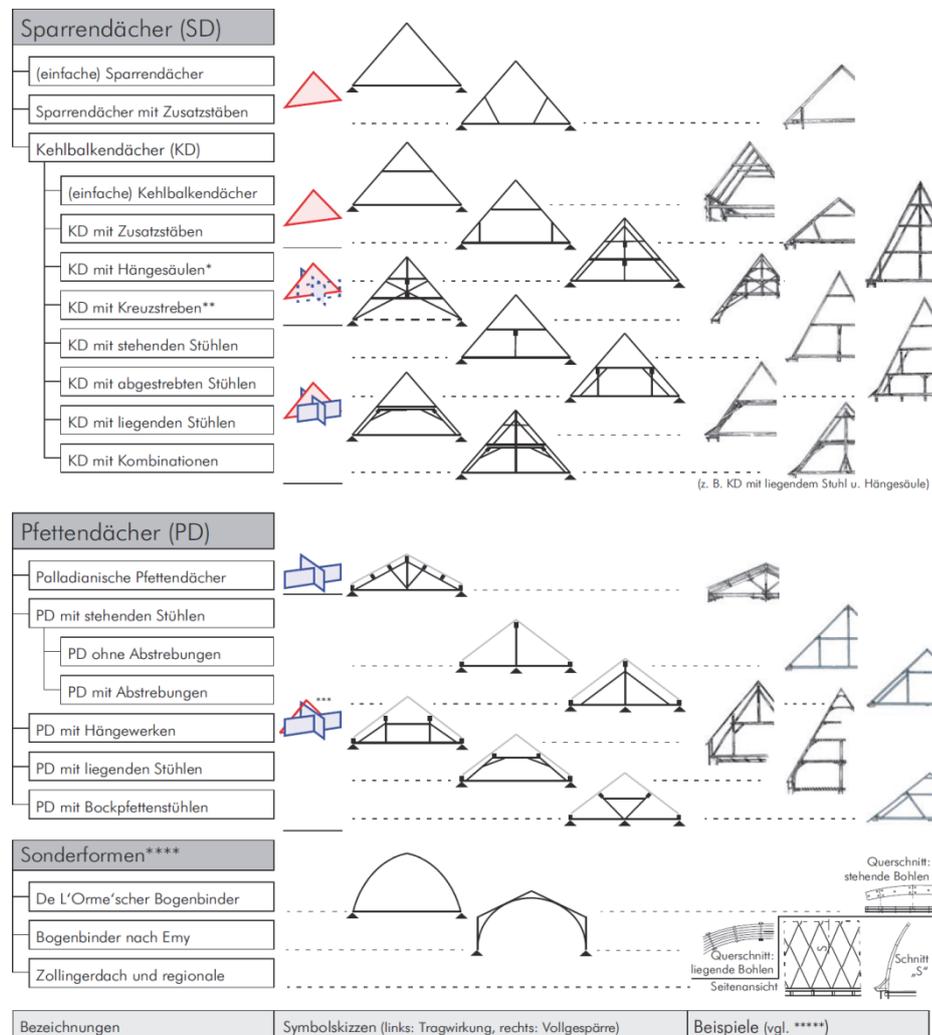


Abb. 15 Klassifizierung der Dachtragwerke. Quelle: [18] S.28

Dachkonstruktionen der Gründerzeit

Neben den verschiedenen Ausbildungen der Sparren- und Kehlbalkendächer etablierte sich das Pfettendach mit doppeltem Hängewerk in der Gründerzeit im Raum Graz als typische Dachkonstruktion. MEISEL [18] S.35f) führt in diesem Zusammenhang als interessanten Aspekt an, dass unter anderem auch der geringere Holzverbrauch gegenüber Sparrendächern für diese Entwicklung ausschlaggebend war.

Mit dieser Konstruktion können die typischen Spannweiten für ein Gründerzeithaus mit einer Gebäudebreite von ca. 12 m gut realisiert werden. Die als Hängewerke ausgebildeten Gespärre weisen idR. einen Abstand von 3,5 m bis 5,0 m auf. Das Dachwerk zeichnet sich darüber hinaus auch durch eine gute Anpassungsfähigkeit an verschiedene Grundrissformen aus. Eine typische Ausführungsvariante ist in Abb. 16 dargestellt.

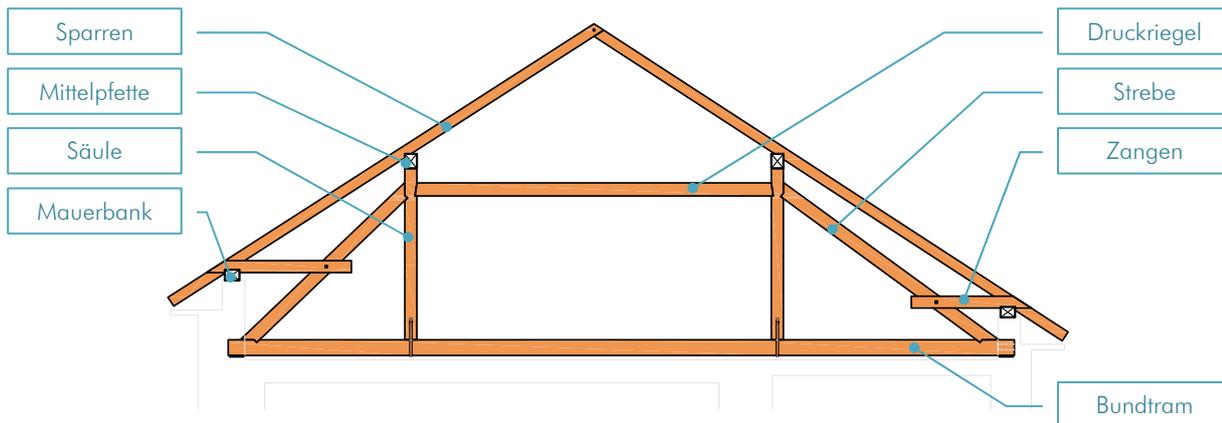


Abb. 16 Typisches Pfettendach mit doppeltem Hängewerk der "Alten Technik", Rechbauerstraße Graz.

I-2.2.3 Dachausbau in der Grazer Gründerzeit

Die Stadtentwicklung in Graz zwischen 1850, also in den Jahren nach der bürgerlichen Revolution, und dem Beginn des Ersten Weltkrieges im Jahr 1914 wurde, wie auch in anderen Städten, maßgeblich vom Bürgertum bestimmt. Zu Beginn geschieht dies auf großbürgerlicher Basis, die sich immer weiter bis hin zu kleinbürgerlichen Schichten verbreitert. Ausgeschlossen von der politischen Macht bleiben zunächst die unteren Schichten, erst im letzten Drittel der sogenannten Gründerzeit bildet die sozialdemokratische Arbeiterschaft eine Opposition zum Bürgertum, auf die Stadtgestaltung hat diese jedoch bis zum Ende des Ersten Weltkrieges keinen Einfluss. Die Notwendigkeit einer gezielten Stadtentwicklung ergab sich durch die stark einsetzende Urbanisierung, bedingt durch die Industrielle Revolution und den Ausbau der Verkehrsverbindungen. (vgl. [4] S.8)

Im Jahr 1856 wurde schließlich eine Bauordnung für die Stadt Graz erlassen. Dadurch wurde die städtebauliche Entwicklung erstmals in die Hand der Stadtverwaltung gelegt und konnte somit von den Bewohnern zu einem gewissen Grad selbst bestimmt werden.

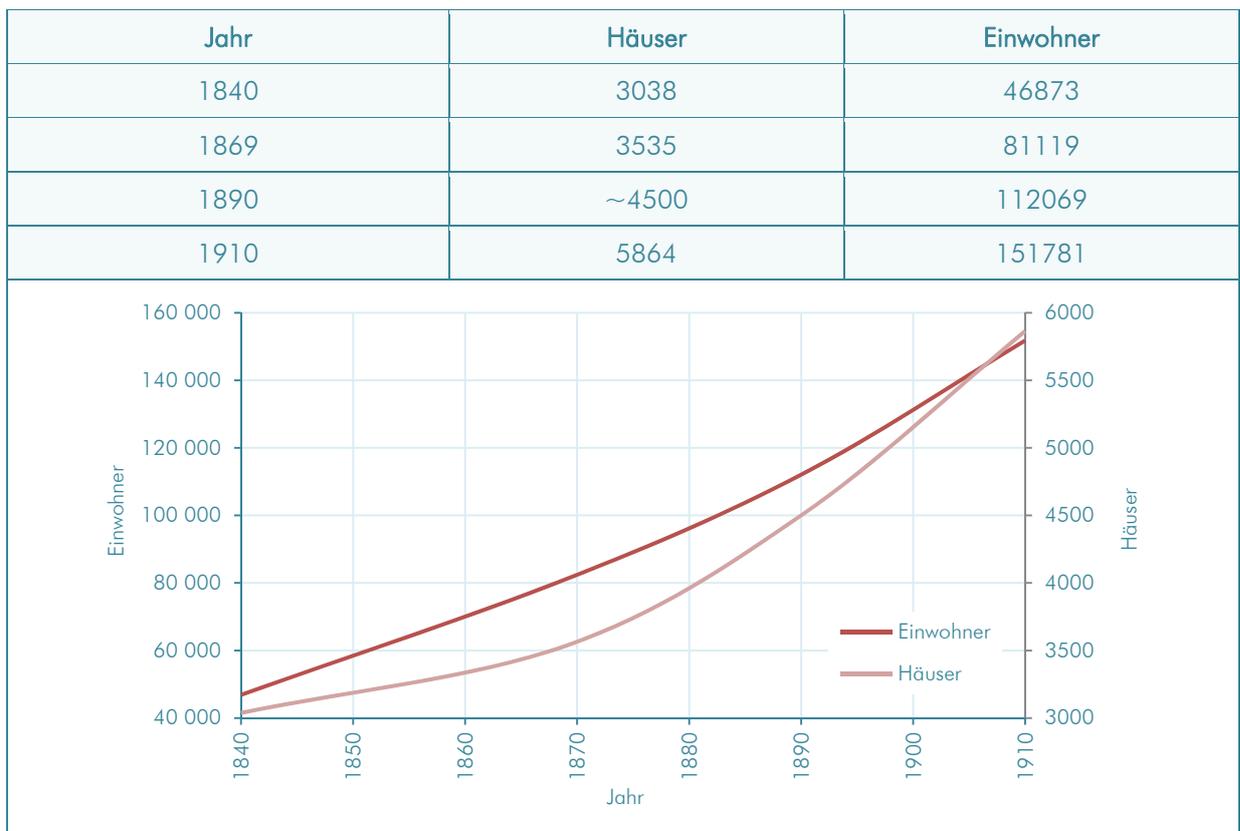
In Bezug auf Dachausbauten ist darin in §14 festgelegt, dass [...] die Errichtung neuer Dachwohnungen, Zimmer, Feuerstätten auf dem Dachboden nicht gestattet ist. Dies ist wohl als Maßnahme gegen die Brandgefahr zu verstehen. (vgl. [4] S.12)

Die Jahre zwischen 1850 bis 1870 werden als frühe Gründerzeit bezeichnet, in denen sich die Grundzüge und Funktionen der Grazer Stadtbezirke entwickeln. Darauf folgte die hohe Gründerzeit, die durch eine starke Zunahme von Industrie Gründungen und dem damit verbundenen wirtschaftlichen Aufschwung geprägt war. In dieser Zeit gab es auch eine beträchtliche Neubautätigkeit. Zwischen 1869 und 1890 wurden ca. 1 000 Häuser errichtet (siehe Tab. 1) und zudem auch große Investitionen in die Infrastruktur getätigt, wie etwa ein Kanalnetz. (vgl. [4] S.17)

Mit einer neuen Bauordnung, die im Jahr 1867 erlassen wurde, konnte die Landeshauptstadt nun über ihre weitere Ausgestaltung autonom entscheiden. Anhand der neuen Bauordnung wurden nun auch Pläne zur Stadtentwicklung angelegt, die schließlich 1892 in einem, vom Stadtbauamt ausgearbeiteten "Plan über die Verbauung von Graz" resultierten. An diesem Plan orientierte sich die weitere Entwicklung der Stadt in der Gründerzeit. Im Vergleich zu Wien wurde in Graz aufgrund der frühen Selbstverwaltung und somit der Bauordnung die Möglichkeit geboten eine den bürgerlichen Hausbau und Grünflächen begünstigende Stadterweiterung durchzuführen.

In dieser Bauordnung war es nun auch vorgesehen, dass Dachwohnungen errichtet werden dürfen und somit auch Dachausbauten gestattet waren. (vgl. [4] S.24ff)

Tab. 1 Entwicklung der Bevölkerung und des Häuserbestandes in der Gründerzeit in Graz. Quelle: [4]



Dachwohnungen bzw. Dachkammern waren bei den einkommensschwachen Bevölkerungsschichten in der darauffolgenden Zeit sehr beliebt, so wurde bei der Volkszählung im Jahr 1880 ein Anteil an Dachwohnungen von 10,9% festgestellt, was im Vergleich zu anderen großen Städten der Donaumonarchie einen Spitzenwert darstellte. Der Trend zum Dachausbau in der Gründerzeit ist weiters an vielen Renaissance- und Barockhäusern zu erkennen, deren vormals geschlossene Dachflächen in dieser Zeit mit aufgesetzten Satteltauben zu nutzbarem Wohnraum umgebaut wurden. (vgl. [22] S.15)

In der darauffolgenden Spätgründerzeit gegen Ende des 19. Jhd. und zur Jahrhundertwende werden nun auch speziell für den Dachausbau geeignete Formen der Dächer, wie das Mansarddach und höhere Satteldächer populärer, was schließlich nach 1900 zu Dachformen führte, die zur Straßenseite hin ein geneigtes Pultdach besitzen, während zur Hofseite hin Flachdächer ausgeführt wurden, um das Raumangebot unter Dach zu optimieren. Dennoch blieb der Status der Substandardwohnungen in den ausgebauten Dachräumen durch die niedrige Ausführungsqualität, meist nur mit Brettern und Verputz, erhalten. (vgl. [22] S.16)

I-3 DACHAUSBAU - KONSTRUKTION UND PLANUNG

Der Abschnitt befasst sich mit den technischen Ausformungsvarianten des Dachausbaus. Neben in diesem Zusammenhang wichtigen Begriffsdefinitionen wird, nach der Erörterung der Funktionen des (ausgebauten) Daches, die konstruktive Durchbildung von klassischen Dachausbau-Konzepten beschrieben und deren Problemfelder charakterisiert.

I-3.1 BEGRIFFE

Dachausbau

Im engeren Sinn umfasst ein Ausbau alle Arbeiten am Bauwerk, die nicht dem Rohbau, also der tragenden Konstruktion, zugeordnet werden und der weiteren Nutzbarmachung eines Gebäudes dienen. Im Folgenden wird unter Dachausbau neben den Ausbaurbeiten auch eine statische Ertüchtigung des Tragsystems verstanden, wobei auch Um- und Zubauarbeiten (Änderungen) in kleinerem Umfang eingeschlossen werden. Das steht im Gegensatz zu einem umfassenden Umbau oder einer Aufstockung, wo das historische Tragsystem gravierend verändert oder ersetzt wird. Die rechtliche Einstufung des Dachausbaus im genannten Umfang erfolgt zumeist als Umbau. Im steirischen Baugesetz wird dieser wie folgt definiert:

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 1995, § 4 Z 58)

Im weiteren Sinn bedeutet "Dachausbau" im Mindestmaß also den Einbau einer Wärmedämmung und einer raumabschließenden Oberfläche, damit der Dachboden als Aufenthaltsraum genutzt werden kann.

Wird am Bauwerk nur ein Schaden behoben, um die ursprüngliche Nutzung, das Aussehen oder die Standfestigkeit wiederherzustellen spricht man von Wiederherstellung, Instandsetzung oder Reparatur.

Im Rahmen des Dachausbaus und im Themenkreis der historischen Bauwerke kommen noch weitere Begriffe zur Anwendung. Die wichtigsten sollen an dieser Stelle definiert werden.

Instandhaltung

Die Instandhaltung umfasst alle Maßnahmen, die notwendig sind, um den funktionsfähigen Zustand des Bauwerks zu erhalten.

Dies beinhaltet die Wartung und Kontrolle und daraus abgeleitete Maßnahmen der Instandsetzung des Bauwerks und dessen Teilen.

Instandsetzung

Bei der Instandsetzung werden Maßnahmen gesetzt, um das Bauwerk oder Teile davon wieder in einen funktionsfähigen Zustand rückzuführen. Dabei werden keine Verbesserungen vorgenommen.

Werden bei der Instandhaltung eines Bauwerks Mängel im Rahmen der Wartung und Kontrolle festgestellt, müssen Instandsetzungsmaßnahmen ergriffen werden. Diese Maßnahmen können z.B. die Reparatur oder der Austausch von nicht mehr funktionstüchtigen Elementen beinhalten.

Ertüchtigung / Verbesserung

Eine Ertüchtigung oder auch Verbesserung bedeutet, dass Maßnahmen gesetzt werden, die schließlich in einer Erhöhung der Zuverlässigkeit oder der Tragfähigkeit des Bauwerks oder Bauteiles münden, ohne jedoch die Funktion desselben zu verändern.

Änderung / Modifikation

Durch eine vorgenommene Änderung an einem Bauwerk oder eines Bauteils wird dessen Funktion verändert. Sie ist keine Maßnahme der Instandhaltung, sondern soll gewährleisten, dass neu geforderte Funktionen durch die betroffenen Teile erfüllt werden können.

Sanierung

Das Wort "Sanieren" stammt vom lateinischen *sanare*, was so viel bedeutet wie "heilen" oder "wiederherstellen". Im Bauwesen bezeichnet eine Sanierung eine umfassende Erneuerung und somit einen größeren Eingriff in ein Bauwerk. Die Sanierung geht über eine Wiederherstellung der Funktionstüchtigkeit (siehe Instandsetzung) hinaus. Ziel ist es, das Gebäude zu modernisieren und womöglich auch einer neuen Nutzung zuzuführen. Im Fall eines Dachgeschoßausbaus wird somit der Dachraum oft von einem bis dahin nicht als Aufenthaltsraum genutzten Teil des Gebäudes zu einem Aufenthaltsraum umgebaut. Es wird dabei nicht explizit vorausgesetzt, dass der zu sanierende Bestand schadhaf ist.

Begriffe in der Denkmalpflege

Zusätzlich kommen in der Denkmalpflege weitere Begriffe vor, die im Kontext des Dachausbaus in historischen Gebäuden wichtig sind:

Tab. 2 Begriffe in der Denkmalpflege. Quelle: [1] S.2; [1] S.166f

| | |
|--|---|
| Erhaltung und Konservierung | Ziel der Denkmalpflege; Bewahrung des überlieferten Zustandes eines Denkmals |
| Renovierung | Wiederherstellung von ästhetischen Eigenschaften |
| Restaurierung | (Wissenschaftliche) Analyse eines Bauteiles und Aufarbeitung unter Verwendung der vorgefundenen Materialien und Techniken bzw. modernen Restaurierungsmethoden |
| Ergänzung | Ergänzung von lückenhaft erhaltenen Konstruktionen; die Ergänzung kann durch Angleichung oder Kontrast erfolgen |
| Kopie | Kopie bei geschützter Weiterexistenz des Originals (in der Denkmalpflege selten) |
| partielle Rekonstruktion bzw. Rekonstruktion, Wiederaufbau | Neuaufgabe von historischer Architektur bzw. exakte Nachfertigung eines Bauteils unter Berücksichtigung von Material und Technik; vollständige Rekonstruktionen und Wiederaufbauten sind nicht Teil der Denkmalpflege |
| Anastylose | Wiedererrichtung mit originalem Baumaterial |
| Translozierung | Abbau und Wiedererrichtung an anderer Stelle |

I-3.2 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG

Das Ziel des Dachausbaus ist, die Eigenschaften des Dachraumes dahingehend zu verändern, dass eine dauerhafte Nutzung für verschiedene Zwecke möglich ist.

I-3.2.1 Anforderungen an das Dach im Rohzustand

Im Rohzustand erfüllt das Dach bzw. der Dachboden – neben der formalen Gestaltungsfunktion – mit dem Witterungsschutz seine technische Hauptfunktion für das Gebäude.

Zur Zeit ihrer Errichtung waren die Dachräume und Dachtragwerke so konzipiert, dass sie diese Grundanforderungen erfüllen konnten. Eine zusätzliche Nutzung war als Lagerfläche oder als Raum zur Trocknung von Wäsche oder anderen Gütern möglich.

Die Dauerhaftigkeit ist gewährleistet, da alle Bauteile frei zugänglich und belüftet sind. Auftretende Schäden können so, bei entsprechender Wartung, schnell erkannt und behoben werden. Durch die Entwicklungshistorie und Erfahrungswerte der Zimmerleute wurden die Bauteile und deren Verbindungen hinsichtlich einer für diese Zwecke ausreichenden Tragfähigkeit dimensioniert.

Folgende Anforderungen müssen mindestens erfüllt sein:

Statische Anforderungen

- Tragfähigkeit der Dachkonstruktion (Grenz Zustand der Tragfähigkeit – GZT bzw. ULS)
- Gebrauchstauglichkeit (Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit – GZG bzw. SLS)

Konstruktive Anforderungen/Dauerhaftigkeit der Konstruktion

- Regendichtheit und Sicherheit der Dachhaut gegenüber mechanischer Einflüsse (z.B. Hagel, Betretungssicherheit)
- Schutz vor sonstigen Witterungseinflüssen auf die darunter liegenden Gebäudeteile

Bauphysikalische Anforderungen

- Klimapuffer für die darunter liegenden Gebäudeteile

Brandschutztechnische Anforderungen

- z.B. verhindern des Brandüberschlages an angrenzende Bereiche

I-3.2.2 Anforderungen an das Dach bei ständiger Nutzung

Sobald die Dachräume einer dauerhaften Nutzung zugeführt werden, werden erhöhte Anforderungen an diese Hauptfunktionen gestellt, bzw. es verändern sich diese und es kommen **weitere Anforderungen** hinzu, wie auch in Abb. 17 dargestellt:

Statische Anforderungen

- Tragfähigkeit der Dachkonstruktion für **erhöhte Lasten**
- **erhöhte Anforderung an die Gebrauchstauglichkeit; Verformungsbegrenzung**
- **Standsicherheit bei außergewöhnlichen Einwirkungen (Erdbeben)**

Konstruktive Anforderungen

- Regendichtheit und Sicherheit der Dachhaut gegenüber mechanischer Einflüsse (z.B. Hagel, Betretungssicherheit)
- Schutz vor sonstigen Witterungseinflüssen auf die darunter liegenden Gebäudeteile
- **architektonische Gestaltung**
- **Sicherstellung von ausreichender Belichtung**
- **erforderliche Raumhöhen**
- **Unterbringung von Gebäudetechnik**

Bauphysikalische Anforderungen

- Klimapuffer für die darunter liegenden Gebäudeteile
- **Wärmeschutz**
- **Schallschutz**
- **Sicherstellung der Dauerhaftigkeit der Tragkonstruktion / Feuchteschutz**

Brandschutztechnische Anforderungen

- **erhöhte Brandschutzanforderungen für Nutz- und Erschließungsflächen**

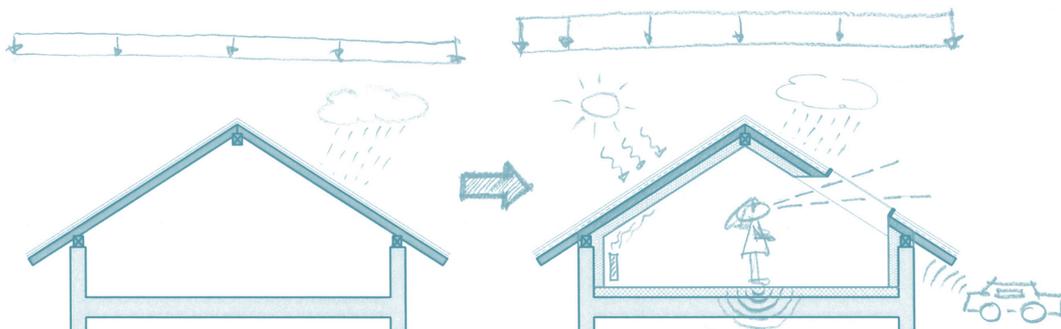


Abb. 17 Schema Dachausbau. Quelle: eigene Darstellung

I-3.3 AUSBAUVARIANTEN

In der Abb. 6 unter Abschnitt I-1.2.1 wurden bereits die Typologien der Dachaus- und Umbauten sowie Dachraumerweiterungen dargestellt, die Veränderungen auf den Gebäudekronen beinhalten. Dieser Abschnitt soll sich mit dem Dachausbau beschäftigen, bei dem das bestehende Tragwerk und das Dach in seiner ursprünglichen Geometrie weitestgehend erhalten bleibt und die zuvor beschriebenen zusätzlichen Anforderungen an die neue Nutzung durch das Einfügen von zusätzlichen Bauelementen in die bestehende Struktur erfüllt werden. In diesem Sinne wird hier auch der Typus des "konventionellen Dachausbaus" definiert und verstanden.

Neben dem Schutz vor direkten äußeren Einflüssen wie Regen- und Winddichtheit sind die maßgebenden Einflussfaktoren für die konstruktive Ausformung der Schichten des Dachausbaus der Wärmeschutz bzw. der Schallschutz. Während mit Maßnahmen des Schallschutzes weitgehend nur die Wohlfühlfaktoren im Raum gesteuert werden, ist die Sachlage in Zusammenhang mit dem Wärmeschutz durch die Wechselwirkung mit der Wasserdampfdiffusion von innen nach außen und dem daraus resultierenden Feuchteintrag in die Konstruktionsebene schon etwas komplexer.

Um Feuchteschäden an der Wärmedämmung und an der Tragkonstruktion zu vermeiden, muss die Wärmedämmung sowohl in der Fläche als auch im Bereich aller Anschlüsse und Durchdringungen luftdicht umschlossen sein und Feuchteintrag von außen in Form von Flugschnee oder Schlagregen verhindert werden.

Je nach Lage der Wärmedämmung werden in konstruktiver Hinsicht verschiedene Arten unterschieden (siehe Abb. 18):

- Wärmedämmung über den Sparren (Aufsparrendämmung)
- Wärmedämmung zwischen den Sparren (Zwischensparrendämmung)
- Wärmedämmung unter den Sparren (Untersparrendämmung)
- Kombinationen

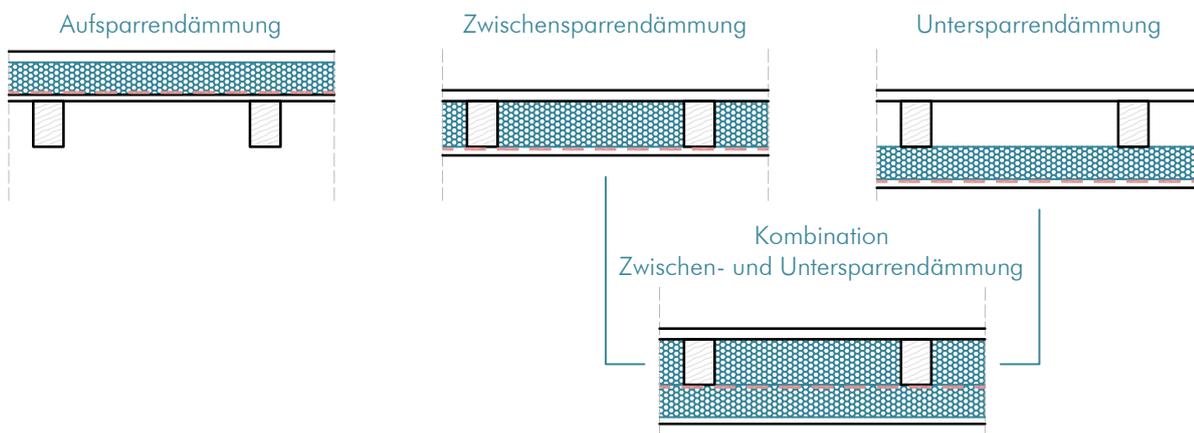
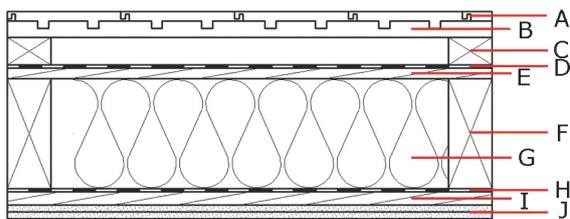


Abb. 18 Konstruktionsarten nach Lage der Wärmedämmung. Quelle: eigene Darstellung nach [23]

Als weiteres Unterscheidungsmerkmal ist der Dachausbau im Hinblick auf die Möglichkeit zur Wasserdampfdiffusion zu bewerten. Die Ausbildung von diffusionsoffenen Dächern ist derzeit als aktueller Stand der Technik anzusehen. Dabei wird das geneigte Dach mit einer luftumspülten Ziegeleindeckung auf einer diffusionsoffenen Unterspannbahn ausgeführt. Raumseitig ist unter der Dämmebene eine luftdicht ausgeführte dampfbremsende Schicht eingebaut. Durch die diffusionsoffene Bauweise soll eventuell eingetragene Feuchtigkeit wieder leichter austrocknen können. (vgl. [23] S.582)

Trotzdem bleibt der entscheidende Punkt, dass durch die luftdichte Schicht die Konvektion von warmer, feuchter Innenraumluft in die Dachkonstruktion verhindert wird.

Diffusionsoffener Dachaufbau mit Zwischensparrendämmung



- | | |
|---|--|
| A | Ziegeldachstein |
| B | Holz Fichte Lattung (30/50 mm) |
| C | Holz Fichte Konterlattung (Mindesthöhe 50 mm) |
| D | Unterdeckbahn $sd \leq 0,3$ m |
| E | Holz Fichte Vollschalung |
| F | bestehender Sparren (ggf. statisch verstärkt) |
| G | Mineralwolle |
| H | Dampfbremse $sd \geq 6$ m |
| I | Holz Fichte Sparschalung (24/100; $\alpha=400$ mm) |
| J | Gipsplatte (2x12,5 mm) |

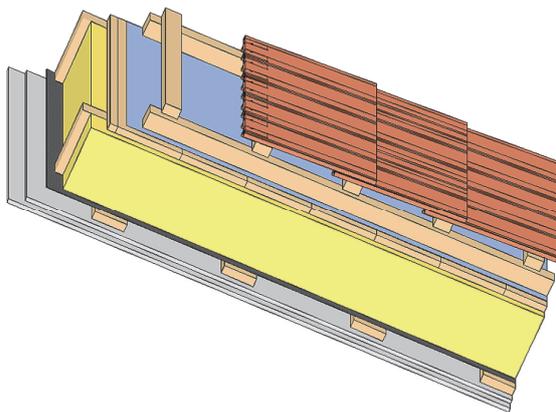


Abb. 19 Diffusionsoffener Dachaufbau mit Zwischensparrendämmung. Quelle: dataholz.eu [55]

Historische Dachwerke

Das unausgebaute Dach ist für diese Konstruktionsvariante auf jeden Fall umzudecken, da eine Dachschalung und die Unterdachbahn bzw. eine Schicht für den Schutz vor äußerem Feuchteintrag (Schlagregen, Flugschnee) und Winddichtheit auf jeden Fall notwendig ist und von außen eingebaut werden muss. Die bestehende Dachdeckung kann anschließend wieder als Deckung verwendet werden.

Die Problematik bei der Ausführung mit Zwischensparrendämmung ergibt sich bei der Ausbildung der Anschlüsse der luftdichten Schicht an die bestehenden Bauteile. Besonders der Detailausbildung bei Durchdringungen (z.B. an den Dachstuhl) und bei den Anschlüssen an das Mauerwerk muss mit dementsprechender Sorgfalt bei Planung und Ausführung vorgegangen werden.

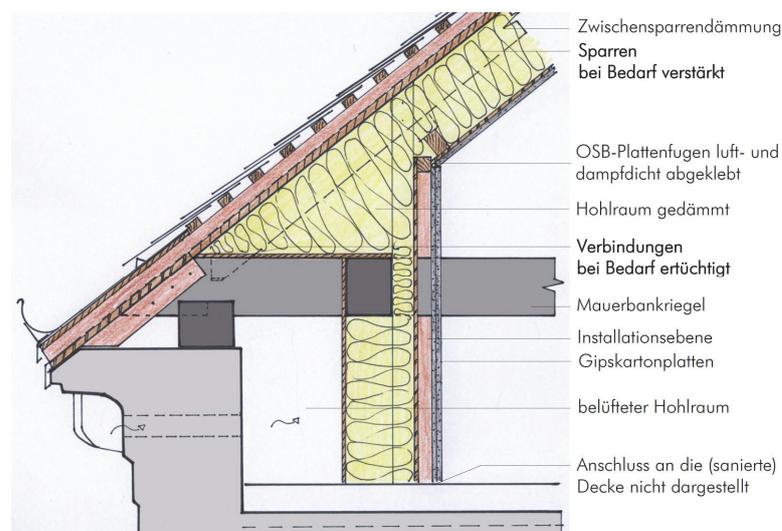
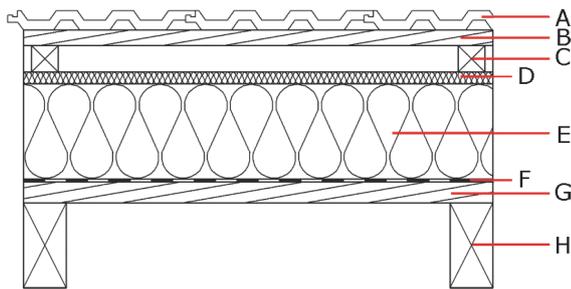


Abb. 20 Vorschlag für ein Traufendetail bei Zwischensparrendämmung. Quelle: MEISEL [17]

Aufsparrendämmung



- A Ziegeldachstein
- B Holz Fichte Lattung (30/50 mm)
- C Holz Fichte Konterlattung (Mindesthöhe 50 mm)
- D Holzfaserdämmplatte
- E Dämmschicht
- F Dampfbremse $sd \geq 1\text{ m}$
- G Holz Fichte N&F Brandschutzschalung
- H Sparren Bestand

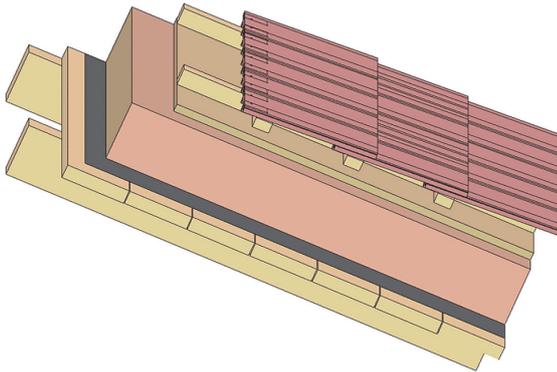


Abb. 21 Diffusionsoffener Dachaufbau mit Aufsparrendämmung. Quelle: dataholz.eu [56]

Historische Dachwerke

Die Konstruktionsweise mit Aufsparrendämmung, wie in Abb. 21 dargestellt, bringt den Vorteil mit sich, dass die historische Dachkonstruktion zum Großteil sichtbar und somit kontrollierbar bleibt. Die Herstellung einer luftdichten Schicht ist einfacher, da diese auf einer ebenen Fläche verlegt werden kann und die Durchdringungen durch das Holztragwerk entfallen. Allerdings wird die Aufbauhöhe der Dachhaut in Relation zum Bestand durch die Stärke der Dämmschicht stark vergrößert. Die Problematik der Anschlussdetails an die bestehenden angrenzenden Bauteile ist auch weiterhin gegeben (siehe Abb. 22).

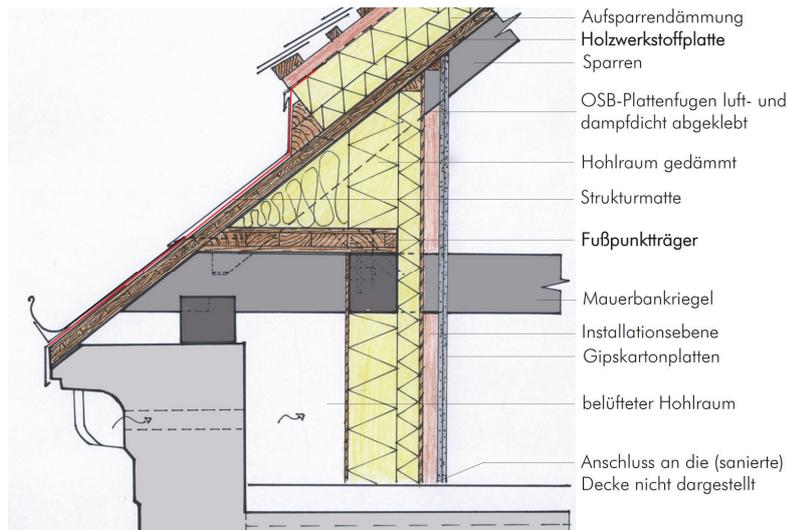


Abb. 22 Vorschlag für ein Traufendetail bei Aufsparrendämmung. Die flächigen Sperrholzplatten werden zur Verstärkung des Tragwerks herangezogen. Quelle: MEISEL [17]

I-3.4 PROBLEMFELDER

Ein Dachausbau stellt einen mitunter großen Eingriff in das Bestandsobjekt dar. Dies hat zur Folge, dass sich aus technisch-konstruktiver Sicht neue Umgebungsbedingungen für die bestehende Struktur ergeben, für welche diese in ihrer ursprünglichen Funktion nicht ausgelegt war. Diese Veränderungen werden hingegen aus nutzungstechnischer Sicht notwendig, um die neue Funktion als nutzbaren Raum erfüllen zu können.

I-3.4.1 Allgemeines

Zunächst soll ein Schritt weg von den rein technischen Herausforderungen für das Tragwerk gegangen und einige Grundgedanken zur Nutzung von Dachausbauten formuliert werden.

Aus nutzungstechnischer Sicht steht an wichtiger Stelle das Raumklima, das das Wohlbefinden der Nutzer in einem großen Maß beeinflusst. Während das Raumangebot und die Gestaltung der Räume durch die geometrischen Rahmenbedingungen und die entsprechenden rechtlichen Rahmenbedingungen weitgehend abgesteckt sind, sind die Ergebnisse eines Dachausbaus in Bezug auf die zu erzielenden raumklimatischen Verhältnisse im Vorfeld schwer zu beurteilen. Ein für die Nutzer als angenehm empfundenenes Nutzungserlebnis ist im Bereich der ausgebauten Dächer aufgrund ihrer Konstruktionsweise oft durch Hilfsmittel der Haustechnik zu erzielen, was letztendlich bedeutet, dass eine zusätzliche Komponente im Gesamtsystem erforderlich ist und sich damit die Komplexität des Bauvorhabens weiter erhöht.

Geht man davon aus, dass die meisten Dachausbauten in Leichtbauweise ausgeführt werden, sind massive Bauteile, die mit ihrer Wärmespeicherfähigkeit die Temperaturschwankungen zwischen Tag und Nacht in einem gewissen Maß ausgleichen können und einen Beitrag zu einem angenehmen Raumklima leisten, nur in geringem Ausmaß zu finden.

I-3.4.2 Technisch-konstruktive Problemfelder

Im Gegensatz zu den Anforderungen der Nutzung oder der Gestaltqualität an den Dachausbau, die individuell sehr verschieden sein können, sind die technisch-konstruktiven Aspekte und Auswirkungen des Dachausbaus qualitativ objektiver zu beschreiben. Wenn man den Bereich noch enger fasst und das Dachwerk als statisch tragendes System betrachtet, dessen Funktion erheblich an der Schadensvermeidung an den Nutzern beiträgt, können hier einige Punkte ausgemacht werden, die von besonderem Interesse sind.

Mängel am Dachwerk, die in weiterer Folge zu Schäden führen, treten durch den Dachausbau unter anderem gehäuft in folgenden Bereichen auf:

- Dachhaut/Traubereich
- Öffnungen, Fenster, Durchdringungen
- Terrasseneinbauten
- Nassräume
- Oberste Geschoßdecke
- Einbau von Gebäudetechnikanlagen und Leitungen

Diese Punkte sind vor allem mit Feuchteschäden an nicht einsehbaren – weil verbauten – Stellen im Tragwerk in Verbindung zu bringen.

Als Ursachen für Mängel kommen unter anderem folgende infrage (vgl. [30] S.42ff):

Feuchtigkeit, die von außen in die Konstruktion eindringt

Durch (unentdeckte) Löcher in der Dachdeckung oder bei Anschlüssen und Durchdringungen kann Regenwasser von außen in die verschiedenen Schichten der Dachkonstruktion eindringen und zu

Fäulnisschäden führen. Das Problem dabei ist oft, dass der Schaden an anderer Stelle entsteht als er verursacht wird. So äußern sich derartige Schäden oft im Traufenbereich oder an Ichsensparren. Das Regenwasser dringt weiter oben am Dach ein, wird dann bis zum Gesimse weitergeleitet und verursacht hier die Schädigung der Hölzer bzw. der Unterkonstruktion.

Weiters kann die Feuchtigkeit durch mangelnde Planung oder undichte Ausführung von Nassräumen in die Konstruktion eindringen. Dasselbe gilt auch für Anlagen der Gebäudetechnik.

Bildung von Kondenswasser

Durch mangelhafte Planung der Dachaufbauten in bauphysikalischer Hinsicht (z.B. Luftdichtheit, Stärke der Wärmedämmung) und konstruktiver Anschlussdetails (z.B. Wärmebrücken) oder aber durch nicht fachgerechte Ausführung derselben und der falschen Wahl der Baumaterialien kann durch die äußeren klimatischen Bedingungen innerhalb der Konstruktion Kondenswasser anfallen. Was in weiterer Folge zu Feuchteschäden am Holz führen kann. Grundsätzlich betrifft das nahezu jede Baukonstruktion, jedoch ist dies im Holzbau aufgrund der mehrschichtigen Bauweisen und der Feuchteempfindlichkeit des Baustoffes Holz eine bedeutsame Schadensursache.

Ein Teilaspekt davon, der den Dachausbau betrifft und hier besonders in Bezug auf historische Dachwerke zu erwähnen ist, ist die Frage der Ausbildung der luftdichten Schicht bzw. der Dampfbremse an der Innenseite der Wärmedämmung.

Die im historischen Dachwerk zur Verwendung gekommenen Hölzer wurden zumeist in einem ungetrockneten Zustand ("safffrisch") verzimmert, d.h. dass nach dem Einbau, durch das Erreichen der Ausgleichsfeuchte im Bauwerk, noch einige Schwindverformungen und Schwindrisse aufgetreten sind (vgl. [18] S.65). Durch die vorhandenen Klaffungen, Verformungen der Hölzer und Schwindrisse ist ein, für die Wirksamkeit einer luftdichten Ebene notwendiges, dichtes Befestigen bzw. Verkleben mit der Unterkonstruktion nicht im qualitätsmäßig geforderten Umfang möglich, was zu einer Begünstigung der Kondensatbildung führt.

Auch durch Anlagen der Gebäudetechnik, die wie zuvor erwähnt im Hinblick auf die Raumklimatisierung eingebaut werden, und deren Leitungsführungen kann es zu mangelhaften Anschlüssen von luftdichten Schichten kommen.

Nicht beseitigte Vorschädigungen am Dachwerk

Bereits vorhandene Mängel am bestehenden Dachwerk können durch einen Dachausbau verstärkt werden oder durch die erhöhte Beanspruchung der Bauteile Schäden hervorrufen. Beispielsweise kann dies neben konstruktiven Mängeln auch Insekten- oder Pilzbefall beinhalten.

Statisch-konstruktive Unzulänglichkeiten

Durch nicht ausreichend dimensionierte Bauteile oder Verbindungen kann es zur Überlastung derselben kommen. Hier unterliegt es der gewissenhaften Bearbeitung der Tragwerksplanung, diese Schadensursache zu vermeiden indem die aktuell anerkannten Regeln der Technik eingehalten werden. Mängel am Tragwerk, wie z.B. durch zu große Verformungen, können in weiterer Folge auch zu Schäden an den angrenzenden Bauteilen führen.

I-4 PROBLEMATIK DES DACHAUSBAUS IM HISTORISCHEN BESTAND

Aus der geschichtlichen Entwicklung ist nach RESCH et al. [22] für den Dachausbau in Graz festzustellen, dass bis in die 1980er-Jahre die Bewohnbarkeit der Dachgeschoße in der Grazer Altstadt kein sehr großes Thema war. In den darauffolgenden Jahrzehnten wurde jedoch die Nachfrage nach den leerstehenden Raumressourcen im Dachbereich größer. Im Hinblick auf die historische Dachlandschaft werden die oft in niedriger Qualität ausgeführten Eingriffe, die in dieser Zeit in großer Anzahl flächendeckend durchgeführt wurden, zu einem Problem für die gewachsene historische Dachlandschaft. (vgl. [22] S.19)

Dem Dachausbau als Mittel der Nachverdichtung im urbanen Zentrum stehen somit auch Kritikpunkte entgegen, von denen einige hier erläutert werden:

- Die Nutzbarmachung der Flächen erfolgt in relativ geringem Ausmaß durch die vorhandenen Dachtragwerke und die Geometrie der Satteldächer (Dachschräge).
- Aus Sicht des Altstadtschutzes, für Graz bezogen auf die Richtlinien des Altstadtschutzes bzw. des UNESCO-Welterbe-Managementplans, gibt es Konfliktpunkte durch die Nutzungsanforderungen an die Dachwohnungen im Gegensatz zu den einzuhaltenden formalen Kriterien. (z.B. Verglasungsflächen, die zusätzliche Aufbauten für den Sonnenschutz erfordern; auf dem Dach aufgebaute Kehrvorrichtungen, die im unausgebauten Zustand im Dachboden untergebracht waren; Terrasseneinschnitte und Balkone und der Einbau von eintönigen Dachziegeln, sowie die großzügige Verwendung von Verblechungen verändern die Charakteristik der Dachlandschaft)
- Werden die – in den dementsprechenden Zonen erhaltenswerten – Tragwerke unter der Dachoberfläche betrachtet, fallen diese historischen Dachwerke dem Dachausbau während des Bauprozesses dennoch häufig gänzlich zum Opfer und werden durch neue ersetzt. Während die nach außen sichtbaren und zugänglichen Dachflächen an die Gestaltungskriterien der Dachlandschaft durch entsprechende Maßnahmen angepasst werden können, werden die Dachwerke in einem Dachausbau zwangsläufig zu einem großen Teil durch die Maßnahmen des Dachausbaus verborgen.
Diese sind dann den veränderten Umgebungsbedingungen unterworfen, wie z.B. durch den Entfall der Luftumspülung beim Einbau von Dämmschichten und Abdichtungen. In Zusammenhang mit der fehlenden Zugänglichkeit wird auch die Grundlage für regelmäßige Kontrollen und damit ein wichtiger Faktor für die Dauerhaftigkeit der schützenswerten Holzkonstruktion entzogen.

Im Sinne einer nachhaltigen Entwicklung sollen auch diese Überlegungen in die Dachausbaukonzepte mit einfließen. Der Zusammenhang zwischen dem Dachausbau als individuelles Bauvorhaben im Bestand und der makroskopischen Betrachtungsweise des Altstadtschutzes macht diese Bauaufgabe also auch für den Tragwerksplaner zu einem noch komplexeren Thema, als das Bauen im Bestand ohnehin schon ist. Hinzu kommt mit dem Material Holz ein sensibler Baustoff, der verhältnismäßig schnell auf Veränderungen seiner Umgebungsbedingungen reagiert.

I-5 INTEGRIERTE PLANUNG UND BAUPROJEKTMANAGEMENT IM DACHAUSBAU

In den vorherigen Abschnitten wurde auf die Komplexität der Planungen bei Bauaufgaben hingewiesen, die Dachausbauten im historischen Bestand betreffen. Die Unterschiede zum Neubau wurden kurz erläutert und die Interdisziplinarität der Planungsbeteiligten als wichtiges Element dargestellt.

Nachfolgend wird speziell die Bedeutung der Projektvorbereitung in Bezug auf die Dachausbauten hervorgehoben und es wird auf die Aufgaben und Leistungsbilder der Tragwerksplanung eingegangen.

Integrierte Planung

Für ein gelungenes Bauvorhaben ist eine gute Kommunikation der verschiedenen Planungsbeteiligten unerlässlich. In der Praxis herrschen dennoch oft unklare Aufgabenverteilungen und Defizite bei der Kommunikation zwischen den Fachplanern vor. Anhand von Planungsleistungsbeschreibungen können die Aufgabenbereiche der Planer klar abgesteckt werden und schließlich zu einer durchdachten Gesamtplanung führen. Wenn eine möglichst genaue Grundlagenermittlung durchgeführt wird, kann der darauf aufbauende Planungsprozess mit einer guten Detailqualität durchgeführt werden, was wiederum die ohnedies zu erwartenden Unterschiede zwischen den bei der Planung getroffenen Annahmen und der während der Bauausführung zutage tretenden Realsituation verringert. Dadurch wird auch die Kalkulationsgrundlage für die ausführenden Firmen verbessert.

Außerdem können durch eine unzulängliche Projektablaufplanung und Aufgabenbeschreibung schnell Konflikte zwischen den beteiligten Planern entstehen, worunter die Qualität der Planung und in weiterer Folge die Ausführungsqualität leidet.

I-5.1 PHASENMODELL

Anhand des (idealtypischen) Phasenmodells des Bauprojektmanagements und entsprechender Leistungsmodelle werden die Tätigkeiten erörtert und es wird auf die besonderen Aufgaben hinsichtlich des Bauens im Bestand eingegangen.

Beim Bauen im Bestand wird innerhalb des Lebenszyklus eines Gebäudes eine Veränderung herbeigeführt. Wegen den vorgegebenen Randbedingungen aufgrund des Bestands kommt der Phase der Grundlagenermittlung eine besondere Bedeutung zu. Die Rahmenbedingungen für die Planung werden wesentlich vom bestehenden Gebäude geprägt. Auch die zu erreichenden Ziele unterliegen häufiger einer Neudefinition aufgrund von örtlichen Gegebenheiten, die in der Anfangsphase oft schwer zu beurteilen sind.

Anhand des Phasenmodells im Bauprojektmanagement werden Aufgaben der Planung, in weiterer Folge im Speziellen diejenigen der Tragwerksplanung, aufgeschlüsselt. Die Projektphasen (PPH) folgen der Definition der von LECHNER entwickelten "Leistungsmodelle" [13] und sind folgendermaßen definiert:

- PPH 1: Projektvorbereitung
- PPH 2: Planung
- PPH 3: Ausführungsvorbereitung
- PPH 4: Ausführung
- PPH 5: Projektabschluss

Noch vor der Projektphase 1 steht die Idee des Bauherrn und dessen Bedarfsanmeldung beim jeweiligen späteren Auftragnehmer.

Die einzelnen Projektphasen gliedern sich wiederum in Unterabschnitte. In Abb. 23 sind die Projektphasen mit den jeweiligen Unterabschnitten dargestellt.

In die PPH 1 – Projektvorbereitung fällt die Bedarfsplanung und die Projektentwicklung. Mit dem Planungsbeschluss und der Planerauswahl wird die PPH 1 abgeschlossen und die PPH 2 beginnt. In dieser findet der gesamte Entwurfsplanungsprozess statt. Sie wird mit dem Realisierungsbeschluss und der anschließenden Genehmigungsplanung abgeschlossen. Anschließend beginnt mit der Ausführungsplanung die PPH 3, die mit der Auftragsvergabe an die Ausführenden abgeschlossen wird. In der PPH 4 wird das Projekt unter einer begleitenden Kontrolle der Planung von den Ausführenden realisiert und mit der Übergabe an den Auftraggeber und dessen Abnahme fertiggestellt. In der PPH 5 findet der Probetrieb bzw. der Übergang zum Betrieb statt.



Abb. 23 Projektphasen und Unterabschnitte. Quelle: eigene Darstellung nach [12]

Die Aufgaben der Tragwerksplanung werden typischerweise zu einem großen Teil ab der PPH 2, der Planungsphase, erfüllt und reichen mit der Ausführungsplanung und zum Teil der Begleitung der Bauausführung typischerweise bis in die PPH 4 hinein. In weiterer Folge wird die Rolle der Tragwerksplaner anhand des Leistungsmodells von LECHNER [13] (siehe Tab. 3 und Abb. 24) erörtert und auf die besonderen Leistungen in Zusammenhang mit Bauen im Bestand eingegangen.

Die Aufgaben werden anhand von Leistungsbeschreibungen definiert und in Leistungsphasen untergliedert, die wiederum den einzelnen Projektphasen zugeordnet werden können.

Tab. 3 Leistungsphasen Tragwerksplanung und zugeordnete Projektphasen. Quelle: [14]; [60]

| | | |
|----------------|---|--------------|
| (LPH 0) | Projektvorbereitung | PPH 1 |
| LPH 1 | Grundlagenanalyse Tragwerksplanung | PPH 2 |
| LPH 2 | Vorentwurf | |
| LPH 3 | Konstruktionsentwurf | |
| LPH 4 | Einreichplanung | |
| LPH 5 | Ausführungsplanung | PPH 3 |
| LPH 6 | Mitwirkung an Ausschreibungen / Mitwirkung an der Vergabe | PPH 4 |
| LPH 7 | Begleitung der Bauausführung | |
| LPH 8 | Mitwirkung örtliche Bauaufsicht | |
| LPH 9 | Objektbetreuung | PPH 5 |

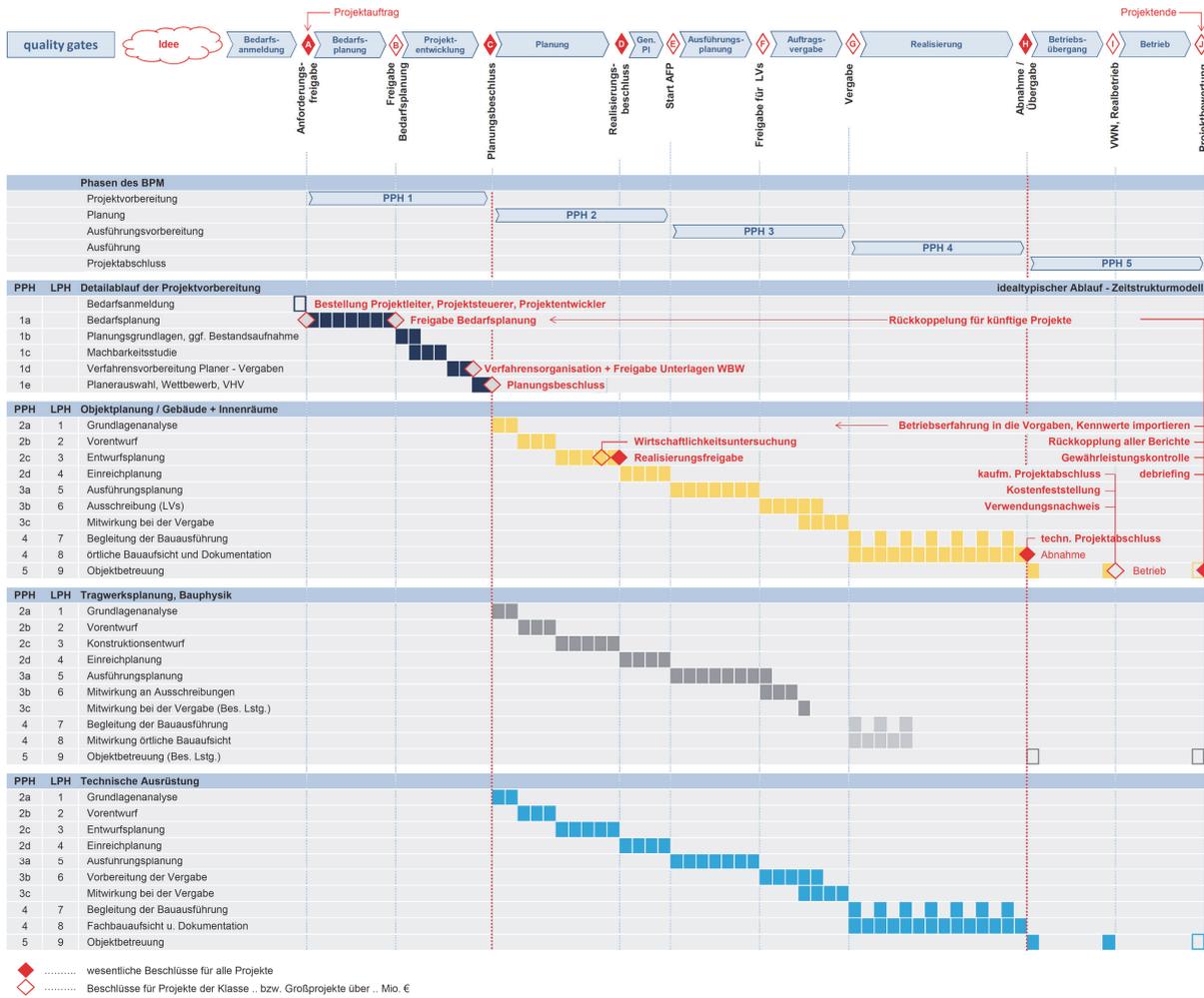


Abb. 24 Zeitstrukturmodell und Zuordnung der Leistungsphasen zu den Projektphasen. Quelle: [60]

I-5.2 AUFGABEN DER TRAGWERKSPLANUNG

In diesem Abschnitt wird speziell auf die Aufgaben der Tragwerksplaner eingegangen. In einem idealtypischen Projekt sind die Leistungen der einzelnen Beteiligten genau definiert. In der Baupraxis ist dies aus verschiedenen Gründen leider so nicht immer der Fall. Trotzdem bieten die Leistungskataloge einen guten Überblick über die Planungsphase. In den Leistungsmodellen sind die allgemeinen Grundlagen angeführt, zusätzliche Aufgaben infolge des Bauens im Bestand sind darüber hinaus ebenfalls zu definieren.

Die Projektvorbereitungsphase (PPH 1) hat beim Bauen im Bestand auch im Aufgabengebiet der Tragwerksplanung eine große Bedeutung.

Anhand der "Leistungsmodelle" von LECHNER (vgl. [13]; [60]) werden die Aufgaben der Tragwerksplanung der einzelnen Phasen dargestellt. Die Grundleistungen sind in tabellarischer Form entnommen und die jeweiligen Zusatzaufgaben für das Bauen im Bestand werden zusätzlich angeführt.

I-5.2.1 Projektvorbereitung

In der Projektentwicklung soll am Ende der Phase die Idee des Bauherrn, die am Anfang in mehr oder weniger abstrakter Form bestanden hat, in konkrete Vorstellungen geformt werden und in weiterer Folge konkrete Projektziele definiert werden. Diese Projektziele sollen schlussendlich so formuliert werden, dass daraus eine Planungsvorgabe entsteht.

Bei Neubauprojekten startet die Projektentwicklung bei "Null". Die Idee des Projektes steht im Mittelpunkt und ein geeigneter Standort kann entsprechend der Projektidee, sowie den bekannten Rahmenbedingungen gezielt gesucht werden. Dieser Weg kann bei einem Bestandsbau nicht gegangen werden. Hier gibt es nur die Möglichkeit, dass für das bestehende Objekt alternative Nutzungen dargestellt werden und aus diesen Varianten gewählt wird.

Die Phase der Projektentwicklung hat neben der Durchführung von Bedarfsanalysen, Marktanalysen und Machbarkeitsstudien sowie dem Erarbeiten der wirtschaftlichen und zeitlichen Rahmenbedingungen und dem Aufbau einer Projektstruktur auch die Erhebung der technischen Rahmenbedingungen zum Inhalt. Nach der Projektentwicklung beginnt das Projekt mit der PPH 1.

Eine sorgfältige Vorgehensweise setzt voraus, dass die Einbindung eines Tragwerksplaners bzw. Sachverständigen schon sehr früh im Projektablauf geschieht, da im Gegensatz zum Neubau auf der "grünen Wiese" die statisch-konstruktiven Gegebenheiten in die Planungsgrundlagen einfließen müssen. Zu diesen Aufgaben, die sich teilweise auch mit anderen Planern (z.B. Objektplanung, Architekt) überschneiden, zählen unter anderem wie folgt (vgl. [15] 78f.):

- Mitwirken an der Definition der Aufgabenstellung und der Zielvorgaben für die Planungsaufgaben
- Klären und Zusammenstellen der rechtlichen Rahmenbedingungen
- Zusammenstellen, Beschaffen und Erarbeiten von Planungsgrundlagen
 - Bestandsunterlagen
 - Bestandsstatik
 - Bestandsaufmaß
 - Bestandsuntersuchung
 - Substanzerkundung, Materialuntersuchungen, ...
 - Erhebung von Bauschäden
 - Zustandsdokumentation
 - Beurteilung des Bestands in Bezug auf die Durchführbarkeit des geplanten Projektes
 - etc.
- statische Analyse des Bestandes (Nachrechnen des Bestandes)
- Variantenuntersuchung, Kostenrahmen, Terminrahmen
- etc.

Wichtig für einen optimalen Projektablauf ist, dass diese Tätigkeiten in ihrer Gesamtheit schon im Vorfeld der darauffolgenden Planungen durchgeführt werden, da diese die weiteren Planungsgrundlagen liefern.

Im Zusammenhang mit Dachausbauten ist eine Zustandsbeurteilung des Tragwerks für die weiteren Maßnahmen wesentlich. Eine Methodik zur Zustandsbeurteilung der historischen Dachwerke im Hinblick auf die Tragfähigkeit wird z.B. in MEISEL [18]; [32] vorgestellt.

Bei Dachausbauprojekten sind auch noch zusätzliche statische Untersuchungen des Bestandes notwendig, die mitunter auch Bereiche miteinschließen, die vom Umbau nicht direkt betroffen sind. So muss das Gebäude, in welchen das Dachgeschoß ausgebaut wird, die zusätzlichen Lasten aufnehmen können. Auch in diesem Bereich sind somit Vorerhebungen anzustellen. Für die Auftraggeber ist dies ein Faktor, der in der Projektkalkulation zu berücksichtigen ist. (vgl. [15] S.11)

Erst auf Basis der ermittelten Grundlagen und definierten Ziele können nach Projektabschluss die Planer für das Projekt ausgewählt werden. Es ist durch diese Vorgehensweise gewährleistet, dass die Schwierigkeiten und Problemstellen im Projekt richtig eingeordnet werden können und auf Basis dieser Erkenntnisse auch die Auswahl der Planer und deren Bearbeitungsaufwand argumentierbar wird.

I-5.2.2 Planungs- und Ausführungsphasen

Leistungsphase 1 – Grundlagenanalyse der Tragwerksplanung

Wenn die Projektvorbereitung und die Grundlagenermittlung abgeschlossen sind, wird der Planungsauftrag an die Tragwerksplanung vergeben. Die bereits vor Projektbeginn ermittelten Unterlagen werden geprüft und dementsprechend vertieft und erweitert. Mit den vorhandenen Planungsgrundlagen können bei weiterem Begutachtungsbedarf, noch zusätzliche Fachleute (z.B. Materialerkundung, Vermessung, Kontaminationen...) hinzugezogen werden.

Der Bestand soll in dieser Phase dokumentiert, beschrieben und in aktualisierten Bestandsplänen dargestellt werden und Detailpunkte einer genaueren Überprüfung unterzogen werden.

Zu den weiteren Aufgaben dieser Phase kommt die Zusammenstellung der Rechtsgrundlagen, Normen, Anforderungen und Vorschriften.

Historische Dachwerke / Dachausbau:

- Durchsicht der bereits im Vorfeld durchgeführten Zustandsanalyse des Tragwerks
- Bestandsplan mit Benennung der Tragwerksachsen
- Schadenskartierung mit Schadensart und Schadensumfang bzw. Analysen der Schadensursache
- Feststellen der Materialparameter für Hölzer und Untergrund (Holzgüten, Mauerwerk, ...)
- Begutachtung des Tragwerks und dessen Holzverbindungen
- Entwicklung der Vorgehensweise für die Tragwerksberechnung

Tab. 4 Grundleistungen der Tragwerksplanung lt. Leistungsmodell der LPH 1 nach [12]

| LPH 1 | |
|------------------------------------|---|
| Grundlagenanalyse Tragwerksplanung | |
| Grundleistungen | |
| a) | Klären der Aufgabenstellung auf Grundlage der Vorgaben oder der Bedarfsplanung des Auftraggebers, im Vernehmen mit dem Objektplaner |
| b) | Zusammenstellen der die Aufgabe beeinflussenden Planungsabsichten und Grundlagen |
| c) | Zusammenfassen, Erläutern und Dokumentieren der Ergebnisse |
| optionale Leistungen | |
| 1. | Grundsätzliche Erhebungen zu Baugrundeigenschaften (Kontaminierung, Grundwasser, Kennwerte) durch Einsicht in Bodenkataster bzw. vorhandene Dokumentation |
| 2. | Bestandsaufnahmen, Nachrechnungen |
| 3. | technische Substanzerkundung |
| 4. | Mitwirken an PKM-DMS-Systemen |

Leistungsphase 2 – Vorentwurf

In der Vorplanung wird der Maßstab der Bestandspläne für den eigenen Bearbeitungsbereich vertieft und in Abstimmung mit den anderen Planern notwendige Änderungen an der Struktur (Abbrüche, Durchbrüche, Schächte, ...) geklärt sowie die Ergebnisse der Gutachten (Denkmalschutz, technische Gutachten, ...) einbezogen. Dabei sind noch offene Punkte zu benennen.

In ein Planungskonzept fließt die Darstellung der Neubaumaßnahmen im Bestandsplan mit ein, es wird geprüft, ob die geplanten Maßnahmen während des laufenden Betriebes im Gebäude durchgeführt werden können und Bauabschnitte und Bauetappen werden skizziert. Darüber hinaus werden erste Detailanalysen für maßgebliche Anschlusspunkte durchgeführt.

Es werden Vorgangsweisen beim Auftreten von nicht vorhergesehenen Randbedingungen erarbeitet.

Historische Dachwerke / Dachausbau:

- Festlegen des notwendigen Umfangs der statischen Berechnung (Lasteinleitung in den Bestand, erforderliche Nachweise für das Bestandsgebäude)
- Lastaufstellungen
- Entwickeln und Festlegen der Methoden für die Tragwerksberechnung (2D/3D Stabmodell, Nachgiebigkeiten der Verbindungen)
- Erste statische Berechnungen zum Bestandstragwerk und Rückschlüsse auf die Vereinbarkeit mit der Lasterhöhung der geplanten Maßnahmen
- Vereinbarkeit der geplanten Eingriffe (z.B. Abbrüche) in das Tragwerk mit dem Bestand.
- Erarbeiten von allgemeinen Lösungsvorschlägen für Tragwerksauswechslungen oder ggf. erforderliche Knotenverstärkungen (Leitdetails)

Tab. 5 Grundleistungen der Tragwerksplanung lt. Leistungsmodell der LPH 2 nach [12]

| LPH 2 | |
|----------------------|---|
| Vorentwurf | |
| Grundleistungen | |
| a) | Beraten in statisch-konstruktiver Hinsicht unter Berücksichtigung der Belange der Standsicherheit, der Gebrauchsfähigkeit und der Wirtschaftlichkeit |
| b) | Mitwirken bei dem Erarbeiten eines Planungskonzepts einschließlich Untersuchung der Lösungsmöglichkeiten des Tragwerks unter gleichen Objektbedingungen mit skizzenhafter Darstellung, Klärung und Angabe der für das Tragwerk wesentlichen konstruktiven Festlegungen für zB. Dimensionierungen, Baustoffe, Bauarten und Herstellungsverfahren, Konstruktionsraster und Gründungsart |
| c) | Mitwirken bei Vorverhandlungen mit Behörden und anderen an der Planung fachlich Beteiligten über die Genehmigungsfähigkeit |
| d) | Zusammenfassen, Erläutern und Dokumentieren der Ergebnisse |
| optionale Leistungen | |
| 1. | Aufstellen von Vergleichsberechnungen für mehrere Lösungsmöglichkeiten unter verschiedenen Objektbedingungen |
| 2. | Aufstellen eines Lastenplans, zum Beispiel als Grundlage für die Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung |
| 3. | Vorläufige nachprüfbare Berechnung wesentlicher tragender Teile |
| 4. | Vorläufige nachprüfbare Berechnung der Gründung |
| 5. | n-D Gebäudemodellbearbeitung (Building Information Modelling BIM) |
| 6. | Mitwirken an einer vertieften Kostenschätzung, sowie einer vertieften Terminplanung |
| 7. | Einbeziehen der Anforderungen des vereinbarten Zertifizierungssystems |

Leistungsphase 3 – Konstruktionsentwurf

In der LPH 3 wird der Konstruktionsentwurf auf Basis der dazu erforderlichen statischen Berechnungen erarbeitet und in dazugehörigen Plänen dargestellt. Es werden die Anschlussdetails unter der Einarbeitung der Anforderungen aus anderen Fachgebieten (Objektplanung, Denkmalschutz, Bauphysik, ...) entwickelt.

Währenddessen kann durch das Durchführen von Untersuchungen und Besichtigungen der Kenntnisstand der Substanz laufend erweitert werden und wird in den Planungsprozess miteinbezogen.

Lösungen für Auswirkungen der Baumaßnahmen auf darunter liegende Geschoße werden geklärt.

Historische Dachwerke / Dachausbau:

- Ergänzen und Auswerten der Berechnungsmodelle hinsichtlich der Nachweise der bestehenden Bauteile und Anschlüsse
- Können die Nachweise im Bestandstragwerk nicht erbracht werden, dann Ausformulierung von ggf. erforderlichen Verstärkungsmaßnahmen unter Berücksichtigung der Rahmenbedingungen durch andere Fachplaner und Denkmalschutz.
- Ergänzen des Berechnungsmodells mit den entwickelten Maßnahmen und Bemessung der Bauteile im GZT und GZG
- Nachweise der Knotentragfähigkeit und entwickeln von ggf. erforderlichen Ertüchtigungsmaßnahmen der Anschlusspunkte
- Dokumentation der Ergebnisse und Darstellung in einem Konstruktionsplan (1:100) und Detailplänen (1:20 – 1:10)

Tab. 6 Grundleistungen der Tragwerksplanung lt. Leistungsmodell der LPH 3 nach [12]

| LPH 3 | |
|----------------------|--|
| Konstruktionsentwurf | |
| Grundleistungen | |
| a) | Erarbeiten der Tragwerkslösung, unter Beachtung der durch die Objektplanung integrierten Fachplanungen, bis zum konstruktiven Entwurf mit zeichnerischer Darstellung |
| b) | statische Berechnung und Bemessung der maßgeblichen Konstruktionselemente |
| c) | Festlegung der konstruktiven Details und Hauptabmessungen des Tragwerks für zB. tragende Querschnitte, Aussparungen und Fugen; Ausbildung der Auflager- und Knotenpunkte sowie der Verbindungsmittel, Materialangaben, ev. Herstellungsanweisungen |
| d) | Ermitteln der Betonstahlmengen im Stahlbetonbau, der Stahlmengen im Stahlbau und der Holzmengen im Ingenieurholzbau |
| e) | Mitwirken bei der Objektbeschreibung bzw. beim Erläuterungsbericht |
| f) | Mitwirken bei Verhandlungen mit Behörden und anderen an der Planung fachlich Beteiligter über die Genehmigungsfähigkeit |
| g) | Mitwirken bei der Kostenberechnung und bei der Terminplanung |
| h) | Mitwirken beim Vergleich der Kostenberechnung mit der Kostenschätzung |
| i) | Zusammenfassen, Erläutern und Dokumentieren der Ergebnisse |
| optionale Leistungen | |
| 1. | Analyse von Alternativen / Varianten und deren Wertung mit Kostenuntersuchung (Optimierung) |
| 2. | Vorgezogene, prüfbare und für die Ausführung geeignete Berechnung wesentlich tragender Teile |
| 3. | Vorgezogene, prüfbare und für die Ausführung geeignete Berechnung der Gründung |
| 4. | Mehraufwand bei Sonderbauweisen oder Sonderkonstruktionen, zum Beispiel Klären von Konstruktionsdetails |

| | |
|-----|---|
| 5. | Vorgezogene Stahl- oder Holzmengenermittlung des Tragwerks und der kraftübertragenden Verbindungsteile für eine Ausschreibung, die ohne Vorliegen von Ausführungsunterlagen durchgeführt wird |
| 6. | Nachweise der Erdbebensicherung |
| 7. | Bauphysikalische Nachweise zum konstruktiven Brandschutz |
| 8. | Mitwirken an einer vertieften Kostenberechnung, sowie einer vertieften Terminplanung und -kontrolle |
| 9. | Mitwirken bei der Berechnung von Lebenszykluskosten |
| 10. | Ändern von Planungsergebnissen aus Umständen, die der Planer nicht zu vertreten hat |

Leistungsphase 4 – Einreichplanung

Im Zuge der Einreichung wird die prüffähige statische Berechnung mit den dazugehörigen Planunterlagen erstellt je nach Anforderung der Behörden erstellt. Der Umgang mit dem historischen Bestand und den historischen Materialien und deren Eigenschaften wird beschrieben, sowie Maßnahmen zum Schutz der vorhandenen Substanz und Angaben zur Schadensbehebung.

Historische Dachwerke / Dachausbau:

- Berechnungen und Nachweise für den Brandfall
- Abstimmung mit dem Prüfenieur hinsichtlich der getroffenen Annahmen zu Bestandssubstanz, Holzgüten, etc.
- Erstellen eines prüffähigen Statikberichts auf Basis des Konstruktionsentwurfes
- Erstellen von erforderlichen Planunterlagen für die Einreichung

Tab. 7 Grundleistungen der Tragwerksplanung lt. Leistungsmodell der LPH 4 nach [12]

| | |
|------------------------|--|
| LPH 4 | |
| Einreichplanung | |
| Grundleistungen | |
| a) | Aufstellen der prüffähigen statischen Berechnungen für das Tragwerk unter Berücksichtigung der vorgegebenen bauphysikalischen Anforderungen; Erfassen von normalen Bauzuständen |
| b) | Anfertigen der Positionspläne für das Tragwerk oder Eintragen der statischen Positionen, der Tragwerksabmessungen, der Verkehrslasten, der Art und Güte der Baustoffe und der Besonderheiten der Konstruktionen |
| c) | Ergänzen der Berechnungen und Bemessungen unter Berücksichtigung der bauphysikalischen Anforderungen |
| d) | Ergänzen des Konstruktionsentwurfs |
| e) | Zusammenstellen der Unterlagen der Tragwerksplanung zur Genehmigung, sowie Mitwirken bei Verhandlungen mit Behörden |
| f) | Abstimmen mit Prüfämtern und Prüfenieuren oder Eigenkontrolle |
| g) | Vervollständigen und Berichtigen der Berechnungen und Pläne |
| optionale Leistungen | |
| 1. | Nachweise zum konstruktiven Brandschutz, soweit erforderlich unter Berücksichtigung der Temperatur (Heißbemessung) |
| 2. | Statische Berechnung und zeichnerische Darstellung für Bauzustände, soweit diese Leistungen über das Erfassen von normalen Bauzuständen hinausgehen oder bei dem das statische System von dem des Endzustands abweicht |

| | |
|----|--|
| 3. | Statische Nachweise an nicht zum Tragwerk gehörende Konstruktionen (zum Beispiel Fassaden, Ausbau, TA) |
|----|--|

Leistungsphase 5 – Ausführungsplanung

Im Rahmen der Ausführungsplanung werden alle Berechnungsergebnisse und Detailentwicklungen in einem größeren Maßstab in ausführungsfähiger Qualität erfasst und dargestellt. Alle die Bestandssubstanz betreffenden Informationen werden in den Plänen dargestellt.

Historische Dachwerke / Dachausbau:

- Detaillierung der Verstärkungsmaßnahmen bzw. Tragwerksein- und -umbauten und erstellen der Ausführungspläne
- evtl. Darstellung der erforderlichen Unterstützungsmaßnahmen während der Bauphase

Tab. 8 Grundleistungen der Tragwerksplanung lt. Leistungsmodell der LPH 5 nach [12]

| | |
|---------------------------|---|
| LPH 5 | |
| Ausführungsplanung | |
| Grundleistungen | |
| a) | Durcharbeiten der Ergebnisse der Leistungsphasen 3 u. 4 unter Beachtung der durch die Objektplanung integrierten Fachplanungen bis zur ausführungsfähigen Lösung |
| b) | Anfertigen der Schalpläne auf Grundlage der Ausführungspläne des Objektplaners |
| c) | Zeichnerische Darstellung der Konstruktionen mit Einbau- und Verlegeanweisungen, zum Beispiel Bewehrungspläne, Stahlbau- oder Holzkonstruktionspläne mit Leitdetails (keine Werkstattzeichnungen) |
| d) | Im Stahlbetonbau: Aufstellen von Stahl- oder Stücklisten als Ergänzung zur zeichnerischen Darstellung der Konstruktionen, Stahlmengenermittlung |
| e) | Fortführen der Abstimmung mit Prüfämtern und Prüfingenieuren oder Eigenkontrolle |
| f) | Übergabe und Erläuterung der Unterlagen an die ausführenden Firmen, Dokumentation der Ergebnisse |
| optionale Leistungen | |
| 1. | Konstruktion und Nachweise der Anschlüsse im Stahl- und Holzbau |
| 2. | Werkstattzeichnungen im Stahl- und Holzbau einschließlich Stücklisten, Elementpläne für Stahlbetonfertigteile einschließlich Stahl- und Stücklisten |
| 3. | Berechnen der Dehnwege, Festlegen des Spannvorgangs und Erstellen der Spannprotokolle im Spannbetonbau |
| 4. | Ändern von Planungsergebnissen aus Umständen, die der Planer nicht zu vertreten hat |
| 5. | Fortschreiben der vertieften Terminplanung und -kontrolle, Etappenlösungen |

Leistungsphase 6 – Mitwirkung an Ausschreibungen

Für die Vorbereitung der Ausschreibung werden Beschreibungen der Maßnahmen erstellt, Stücklisten und Mengenermittlungen erarbeitet. Auf besondere Bedingungen im Hinblick auf historische Materialien und zu verwendender Arbeitsverfahren wird hingewiesen. In diesem Zusammenhang werden auch evtl. Abweichungen von der aktuellen Normung festgelegt und Verfahrensweisen im Umgang mit nachträglich erkennbar gewordenen Schäden oder Abweichungen beschrieben.

Historische Dachwerke / Dachausbau:

- Erstellen einer Tragwerksbeschreibung und erörtern der entwickelten Maßnahmen
- Massenermittlung für Verstärkungsmaßnahmen und Einbauten
- Formulierung von besonderen Vertragsbestimmungen in Bezug auf das Bauen im Bestand, den Umgang mit unvorhergesehenen Bauweisen und Schäden, die im späteren Verlauf der Bauausführung zu Tage treten und während der Planungsphase getroffenen Annahmen zu Holzgütern etc.

Tab. 9 Grundleistungen der Tragwerksplanung lt. Leistungsmodell der LPH 6 nach [12]

| | |
|--------------------------------------|--|
| LPH 6 | |
| Mitwirkung an Ausschreibungen | |
| Grundleistungen | |
| a) | Ermitteln der Betonstahlmengen im Stahlbetonbau, der Stahlmengen im Stahlbau und der Holzmengen im Ingenieurholzbau als Ergebnis der Ausführungsplanung und als Beitrag zur Mengenermittlung des Objektplaners |
| b) | Überschlägiges Ermitteln der Mengen der konstruktiven Stahlteile und statisch erforderlichen Verbindungs- und Befestigungsmittel im Ingenieurholzbau |
| c) | Mitwirken beim Erstellen der Leistungsbeschreibung als Ergänzung zu den Mengenermittlungen als Grundlage für das Leistungsverzeichnis des Tragwerks |
| optionale Leistungen | |
| 1. | Beitrag zur Leistungsbeschreibung mit Leistungsprogramm des Objektplaners* |
| 2. | Beitrag zum Aufstellen von vergleichenden Kostenübersichten des Objektplaners |
| 3. | Beitrag zum Aufstellen des Leistungsverzeichnisses des Tragwerks |
| | * Diese optionale Leistung wird bei Leistungsbeschreibung mit Leistungsprogramm Grundleistung. In diesem Fall entfallen die Grundleistungen dieser Leistungsphase |
| LPH 6 | |
| Mitwirkung an der Vergabe | |
| optionale Leistungen | |
| 4. | Mitwirken bei der Prüfung und Wertung der Angebote, Leistungsbeschreibung mit Leistungsprogramm des Objektplaners |
| 5. | Mitwirken bei der Prüfung und Wertung von Nebenangeboten |
| 6. | Mitwirken beim Kostenanschlag nach ÖN B 1801-1 oder anderer Vorgaben des Auftraggebers aus Einheitspreisen oder Pauschalangeboten |
| 7. | Mitwirken bei der Prüfung von bauwirtschaftlich begründeten Nachtragsangeboten (Claimabwehr) |

Leistungsphase 7 – Begleitung der Bauausführung

Ein wichtiger Punkt in der Phase der Bauausführung besteht für den Tragwerksplaner in der Einarbeitung der aus der Ausführung gewonnenen Erkenntnisse über die Realsituation. In der vorhergegangenen Planung kann die Bestandssituation zumeist nicht vollständig erfasst werden. Die Abweichungen hinsichtlich der zuvor getroffenen Annahmen wird dokumentiert und die Konstruktionsplanung in den betroffenen Teilen überarbeitet und angepasst. Demzufolge erfordert dies wiederum Leistungen aus den vorhergegangenen Leistungsphasen bzw. werden die Vereinbarungen zur Abweichung von geltenden Normen und Richtlinien ergänzt.

Entstandene Schäden im Zuge der Bauausführung werden dokumentiert und analysiert.

Historische Dachwerke / Dachausbau:

- Abstimmung und Erläuterung der entwickelten Ertüchtigungsmaßnahmen mit der ausführenden Firma und Einarbeiten von Verbesserungsvorschlägen
- Kommunikation mit der örtlichen Bauaufsicht und der ausführenden Firma über entdeckte Abweichungen von der Planungssituation
- Bei Schäden an der Holzkonstruktion gemeinsame Entwicklung der Sanierungskonzepte und einarbeiten in die bestehende Planung

Tab. 10 Grundleistungen der Tragwerksplanung lt. Leistungsmodell der LPH 7 nach [12]

| | |
|-------------------------------------|--|
| LPH 7 | |
| Begleitung der Bauausführung | |
| Grundleistungen | |
| a) | Planerische Begleitung (MW an der Qualitätssicherung) der Bauausführung, Aufstellen einer Prüfliste für LPH 8 a) und b) die ÖBA der Objektplanung |
| b) | Überprüfung und Freigabe von Unterlagen der ausführenden Firmen |
| c) | Begleitung der Herstellung der technischen Lösungen, sowie letzte Klärung von Einzelheiten von der Planung bis zur Mitwirkung an der Schlussabnahme des Bauwerks |

Leistungsphase 8 – Mitwirkung örtliche Bauaufsicht

Bei der Mitwirkung an der örtlichen Bauaufsicht wird die Ausführung hinsichtlich der Übereinstimmung der geplanten Maßnahmen mit den statischen Unterlagen und der Planung z.B. durch ingenieurtechnische Kontrollen überprüft. Dokumentation und Analyse von Abweichungen.

Tab. 11 Grundleistungen der Tragwerksplanung lt. Leistungsmodell der LPH 8 nach [12]

| | |
|--|--|
| LPH 8 | |
| Mitwirkung örtliche Bauaufsicht | |
| Grundleistungen | |
| a) | Kontrolle/Abnahme der Bewehrungen, Berichte |
| b) | Zusammenstellen, Kontrolle der Betongüteprüfungen, Berichte |
| optionale Leistungen | |
| 1. | Ingenieurtechnische Kontrolle der Ausführung des Tragwerks auf Übereinstimmung mit den geprüften statischen Unterlagen |
| 2. | Ingenieurtechnische Kontrolle der Baubehelfe, zum Beispiel Arbeits- und Lehrgerüste, Kranbahnen, Baugrubensicherungen |
| 3. | Kontrolle der Betonherstellung und –verarbeitung auf der Baustelle in besonderen Fällen sowie Auswertung der Güteprüfungen |
| 4. | Betontechnologische Beratung |
| 5. | Mitwirken bei der Überwachung der Ausführung der Tragwerkseingriffe bei Umbauten und Modernisierungen |

TEIL II

STATISCHE BEARBEITUNG AM BEISPIELPROJEKT

II-1 ALLGEMEINES UND PROJEKtablauf

II-1.1 DIE "ALTE TECHNIK" - DAS HAUPTGEBÄUDE DER TU GRAZ

Zum Anlass des 125-Jahr-Jubiläums des Hauptgebäudes der TU Graz, der "Alten Technik" in der Rechbauerstraße 12 im Jahr 2013, wurde in einer Festschrift neben der ausführlich dargestellten Vorgeschichte des Baues auch die eigentliche Baugeschichte des Gebäudes von REISMANN [21] betrachtet.

Nachdem im Jahre 1874 der Staat die ehemalige "Technische Lehranstalt Graz" (Joanneum) übernommen hat und die „Kaiserlich-Königliche Technische Hochschule in Graz“ gegründet wurde, wurde immer mehr klar, nicht zuletzt auch aufgrund der prekären Raumsituation - die Lehrräume waren an verschiedenen Stellen im Grazer Stadtgebiet untergebracht - und der Anzahl der Studierenden, dass damit auch ein Neubau für diese Einrichtung notwendig wurde.

Nach der Spatenstichfeier am 26. November 1884 wurde nach Abwarten der kalten Jahreszeit im April des folgenden Jahres mit den Bauarbeiten am neuen Hochschulgebäude begonnen. Für die Planung zeichneten sich die damaligen Professoren Johann Wist (*1841 in Parschlug bei Kapfenberg; †1916 in Graz) und Josef Horky (*1828 in Wien; †1909 in Wien) verantwortlich (vgl. [21] S.64ff). Als ausführendes Unternehmen für die Erd-, Maurer- und Zimmermeisterarbeiten war die Grazer Baufirma *De Colle* bereits im Herbst des Jahres 1884 beauftragt worden (vgl. [21] S.84).

Die Bauarbeiten schritten zügig voran und so konnte im Lauf der Jahre 1885 und 1886 der Rohbau einschließlich des Dachtragwerkes mitsamt dem Großteil der Kuppeln, außer dem Kuppelbauwerk über der Aula fertiggestellt und eingedeckt werden (vgl. [21] S.86).

Das aufwändige Kuppeltragwerk wurde im Herbst des Jahres 1887 nach Abschluss der Arbeiten an der Außenfront der Aulapartie errichtet. Für die Arbeiten an der Kuppel wurden zwei Monate Bauzeit veranschlagt (vgl. [21] S.87). Somit kann man davon ausgehen, dass die Fertigstellung des gesamten Dachtragwerks mit Ende 1887 abgeschlossen war.

Schließlich fand die offizielle Eröffnung des Gebäudes am 12. Dezember 1888 statt.



Abb. 25 Campus Alte Technik der TU Graz mit dem Hauptgebäude. Quelle: TU Graz
URL: https://www.tugraz.at/uploads/pics/Campus_Alte-Technik_by_TU_Graz_Kopie.jpg

Dachgeschoßausbau

In den Jahren 2016 und 2017 wurden für die Architekturfakultät der TU Graz zwei große Studios für die Master-Studierenden im Dachgeschoß der beiden großen Seitentrakte der Alten Technik eingerichtet. Dazu wurde das Dachgeschoß über dem Ost- und Westtrakt des Gebäudes ausgebaut.

Die ausgebaute Nettounutzfläche beläuft sich auf jeweils ca. 400 m², dazu kommt jeweils eine Erschließungszone (ca. 43 m²), ein Technikraum und Sanitäranlagen (ca. 30 m²). Die Studios werden über die bestehenden Treppenhäuser erschlossen, dazu wurde auch die Liftanlage bis in das Dachgeschoß erweitert bzw. im Osttrakt des Gebäudes eine neue Liftanlage im Treppenhaus errichtet.

Im Rahmen des Dachausbaus sind einige Eingriffe in die bestehende Struktur erfolgt. So wurde eine neue Fußbodenkonstruktion, bestehend aus zu den Bundträmen parallelen Stahlträgern, zwischen denen eine Holzbalkenlage spannt, über der bestehenden Decke eingebaut, die von dieser unabhängig tragfähig ist. Die Auflager der Fußbodenkonstruktion in den Seitenwänden sowie in der Mittelwand wurden in Form eines Schließrostes neu geschaffen und in Ortbetonbauweise hergestellt.

In der Objektplanung wurde ein Dachausbau mit Zwischensparrendämmung vorgesehen. Für die Belichtung wurden in den Dachflächen großzügige Fensterflächen eingeplant. Das Dachtragwerk wurde großteils in der ursprünglichen Form erhalten, teilweise mussten jedoch auch Veränderungen vorgenommen werden, um die nötigen Räume für die Erschließung und der Sanitäranlagen einbauen zu können.



Abb. 26 Studioräume im ausgebauten Dachgeschoß der "Alten Technik". Quelle: TU Graz/Marianne Sar

II-1.2 PROJEKtablauf

In den folgenden Abschnitten soll eine Dokumentation des Tragwerks erfolgen, wie es vor den Eingriffen durch den Dachausbau bestanden hat. Aus diesem Grund wird auf den, als "Bestandsituation" bezeichneten Zustand in dieser Hinsicht ein besonderes Augenmerk gerichtet.

Als weiterer Aspekt wird der Einfluss der Lasterhöhung eines Dachausbaus auf das ursprüngliche Dachwerk aus statischer Sicht betrachtet.

Die Phasen des Projektablaufes erfolgen nach dem Schema von MEISEL [17] bzw. den darauf aufbauenden Vorgangsweisen in [32] und [19].

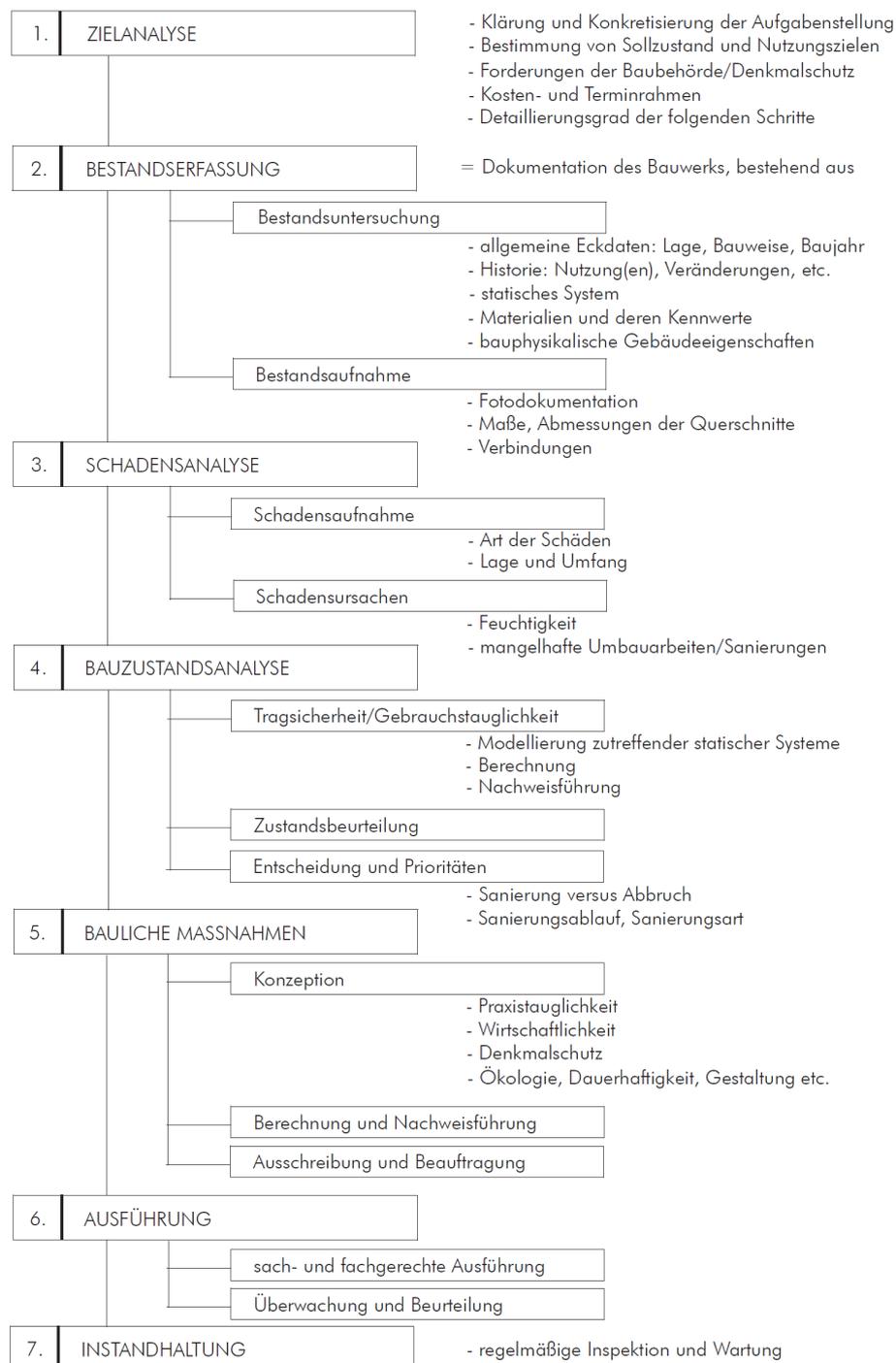


Abb. 27 Ablaufschema für Instandsetzungs- und Umnutzungsprojekte. Quelle: [17] S.56

II-2 ZIELANALYSE

Ziel ist es, eine Dokumentation und Zustandsanalyse des Dachtragwerks des Ost- bzw. Westtraktes der "Alten Technik" im Zustand vor dem Dachausbau zu erstellen und die Auswirkungen eines Dachausbaus im Zuge einer Nutzungsänderung auf das historische Tragwerk zu überprüfen. Im Beispielprojekt soll das zukünftig ausgebaute Dachgeschoß als Unterrichtsraum für die Universität genutzt werden. Alle zu treffenden Annahmen werden auf diesen Nutzungszweck bezogen.

Als Einschränkung des Themengebietes erfolgt die Bearbeitung im Tätigkeitsfeld der Tragwerksplanung und nur für die beiden Seitentrakte des Dachwerks, die im Zuge des Dachausbauprojektes umgebaut wurden. Da beide Trakte weitgehend dieselbe Charakteristik aufweisen, wird in der statischen Analyse nur der Westtrakt bearbeitet.

Als Rahmenbedingung gilt die Forderung des Denkmalamtes, dass die bestehende Konstruktion mit ihren Bauteilen weitestgehend erhalten bleiben soll bzw. Veränderungen ggf. rückgängig gemacht werden können.

Ziele

- Bestandserfassung und Zustandsbeurteilung der historischen Dachkonstruktion im Zustand vor dem Dachausbau im Sinne einer Dokumentation des Dachwerks.
- Dokumentation der Verbindungen der Konstruktion.
- Statische Analyse zur Beurteilung der Standsicherheit der Dachkonstruktion vor dem Dachausbau.
- Untersuchung der Auswirkung eines Dachausbaus auf das Tragwerk der geschützten historischen Dachkonstruktion in statischer Hinsicht und ggf. notwendige Adaptierungen im Tragwerk zur Aufnahme der erhöhten Lasten bzw. für den Standsicherheitsnachweis nach den derzeit anerkannten Regeln der Technik.
- Untersuchung der Knotentragfähigkeiten der zimmermannsmäßigen Holzverbindungen und beispielhafte Darstellung von Ertüchtigungsmaßnahmen und deren statische Analyse.

Methodik

- Bestandsanalyse:
 - Bestandserfassung und planliche Darstellung des Tragwerks und dessen Verbindungen. Zustandsbeurteilung auf Basis des Beurteilungsschemas nach MEISEL [18].
 - Lastaufstellung nach aktuellem Normenstand.
 - Beurteilung der Standsicherheit des Bestandes durch realitätsnahe statische Analyse mittels eines dreidimensionalen Stabmodells nach dem aktuellen Stand der Forschung. Dabei sollen die Nachgiebigkeiten der Verbindungen berücksichtigt werden.
 - Berechnung der Knotentragfähigkeit von zimmermannsmäßigen Verbindungen mittels Ingenieurmodellen.
- Dachausbau:
 - Berücksichtigung der erhöhten Lasten durch den Dachausbau und Berechnung mit dem statischen Modell des Ursprungszustandes.
 - Analyse der Auswirkungen auf die bestehenden Bauteile und zimmermannsmäßigen Knotenlösungen.
 - Entwicklung von ggf. notwendigen Verstärkungsmaßnahmen für das Tragwerk bzw. der Anschlüsse aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse aus der Tragwerksberechnung.
 - Beurteilung der gefundenen Lösungen anhand der Implementierung in das statische Modell.

II-3 BESTANDSERFASSUNG UND ZUSTANDSBEURTEILUNG



Abb. 28 Westtrakt Dachstuhl "Alte Technik" vor dem Dachausbau im Februar 2016

Das Dachtragwerk der "Alten Technik" gliedert sich in mehrere Abschnitte, die hier kurz beschrieben werden. In der weiteren Folge werden im Rahmen dieser Arbeit die Satteldächer des Ost- bzw. Westtraktes behandelt.

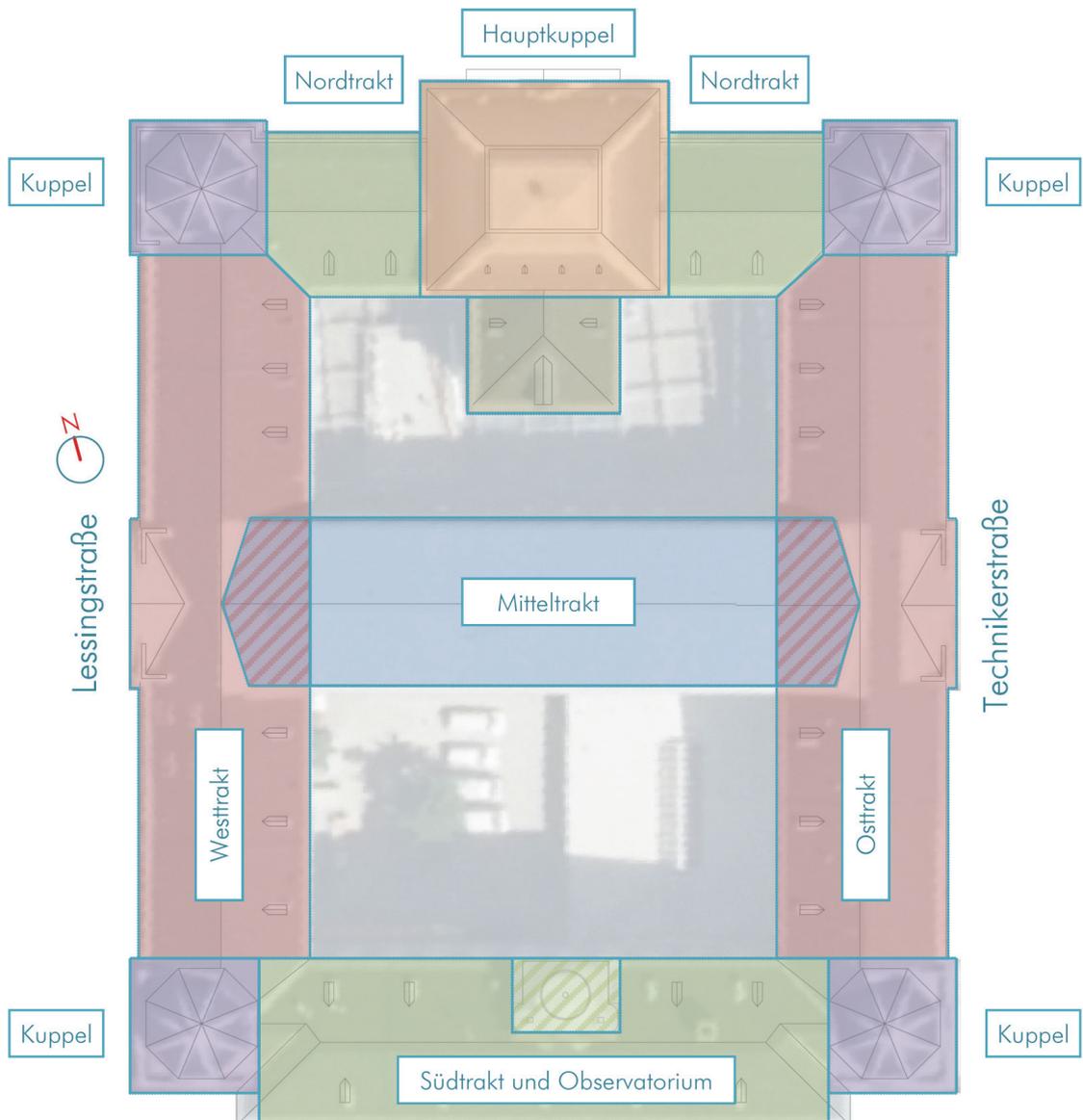


Abb. 29 Gliederung des Dachwerks der "Alten Technik"

Die Dächer der Haupttrakte (Nord-, Ost-, Süd- und Westtrakt) sind jeweils als Satteldächer ausgeführt. Das Tragsystem kann als Pfettendachstuhl beschrieben werden. Neben diesen Hauptbereichen gibt es einige Sonderkonstruktionen in der Dachlandschaft des Gebäudes. Der markanteste dieser Sonderbereiche ist zweifellos die Hauptkuppel über dem Eingangsbereich bzw. über der Aula der Technischen Universität. Eine sehr detaillierte Beschreibung und eine Bestandsaufnahme der Kuppelkonstruktion ist in der Masterarbeit von HARRAUER [6] ausgearbeitet worden. Südlich der Hauptkuppel schließt der kleine Dachabschnitt über dem Hauptstiegenhaus an, wo auch noch ein Lastenaufzug vorhanden ist, der für die Errichtung des Dachwerks gedient hat. Des Weiteren sind über den vier Eckrisaliten kleinere Kuppelkonstruktionen aufgesetzt. Eine Besonderheit bildet das Dach des Mitteltraktes. Hier ist die ursprüngliche Dachkonstruktion nach dem Zweiten Weltkrieg einer Aufstockung in der Dachgeschoßebene zum Opfer gefallen. Den Dachabschluss dieser Aufstockung des Mittelteiles bildet eine leichte Fachwerkkonstruktion (Bretterbinder), die in ihrer statischen Dimensionierung einen nicht allzu sehr vertrauenserweckenden Eindruck macht.

II-3.1 DAS TRAGWERK DES OST- BZW. WESTTRAKTES

Das Tragwerk des Ost- bzw. Westtraktes kann als asymmetrischer Pfettendachstuhl mit doppeltem Hängewerk beschrieben werden. Die Mauerbänke liegen beidseitig auf Kniestockmauern auf. Der Bundtram spannt nicht über die gesamte Länge, sondern ist auf der Mittelwand zusätzlich aufgelagert, die im 2. Obergeschoß den Gang von den Büroräumen trennt. Wie zuvor beschrieben, wurde das Dach im Jahr 1886 fertiggestellt. In der Abb. 30 ist ein Regelschnitt durch das Dachwerk mit den typischen Bauteilen und Abmessungen dargestellt.

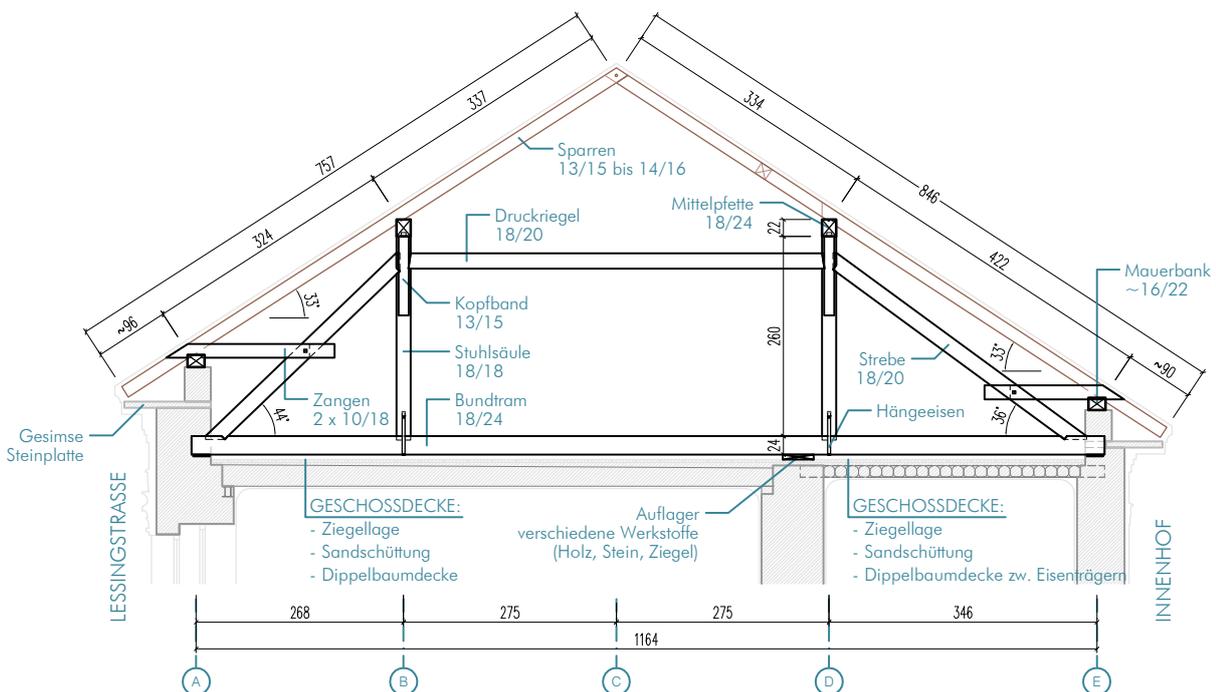


Abb. 30 Schnitt Westtrakt

Die Dachneigung beträgt rund 33° . Die Asymmetrie des Daches ist bedingt durch die unterschiedliche Höhe der Mauerbänke. Aus diesem Grund ist die innere Dachfläche zum Innenhof hin länger als die außenliegende zur Straße hin. Somit sind die Streben des Hängewerkes an der Straßenseite stärker geneigt als jene an der Hofseite. Mittels Zangen werden die Mauerbänke an die Streben rückgehängt.

Die beiden Trakte können anhand der Gliederung, die in Abb. 31 und Abb. 32 dargestellt ist, in Teilbereiche untergliedert werden, die sich voneinander in gewissen Punkten unterscheiden.

In den Bereichen der Regelfelder ist das Dachtragwerk als Satteldach mit wiederholenden Elementen aufgebaut und die Abmessungen der Hängewerke sind gleich. Zwischen zwei Bereichen mit Regelfeldern sind Brandwände angeordnet (siehe Westtrakt zwischen Bereich I und II bzw. IV und V; Osttrakt zwischen Bereich I und II bzw. IV und V). An den Brandwänden ist das Tragwerk vollständig voneinander getrennt.

Eine weitere Unterscheidung findet im Mittelbereich statt, wo sich das Tragsystem durch eine andere Geometrie von den Regelfeldern unterscheidet. Dieser Bereich ist in der äußeren Fassadengliederung durch den Mittelrisalit der Seitenfassaden gekennzeichnet, auf dem eine Gaupe angeordnet ist. Durch den Gebäudevorsprung ist die Spannweite des Hängewerks, das auch hier grundsätzlich gleich aufgebaut ist, größer. Im hofseitigen Teil schließt der vor längerer Zeit umgebaute Mitteltrakt des Gebäudes an. Hier wurden in diesem Zuge einige Veränderungen am Tragwerk vorgenommen. So wurden z.B. die Sparren auf Höhe der Mittelfette abgeschnitten.

Im Stiegenhausbereich wird durch den Baukörper des Stiegenhauses die regelmäßige Ausformung des Tragwerks im Gegensatz zu den Regelbereichen behindert. Jeweils an der Vorder- bzw. Rückseite des Stiegenhauses sind die Dachstühle mit Streben und Stuhlsäulen bzw. einem durchtrennten Bundtram angeordnet, um die Mittelfette zu stützen.

Die Achsbezeichnungen wurden anhand des bearbeiteten Bereiches von Süd nach Nord neu festgelegt und unterscheiden sich von den am Tragwerk vorhandenen Abbundzeichen auf den Hängewerken.

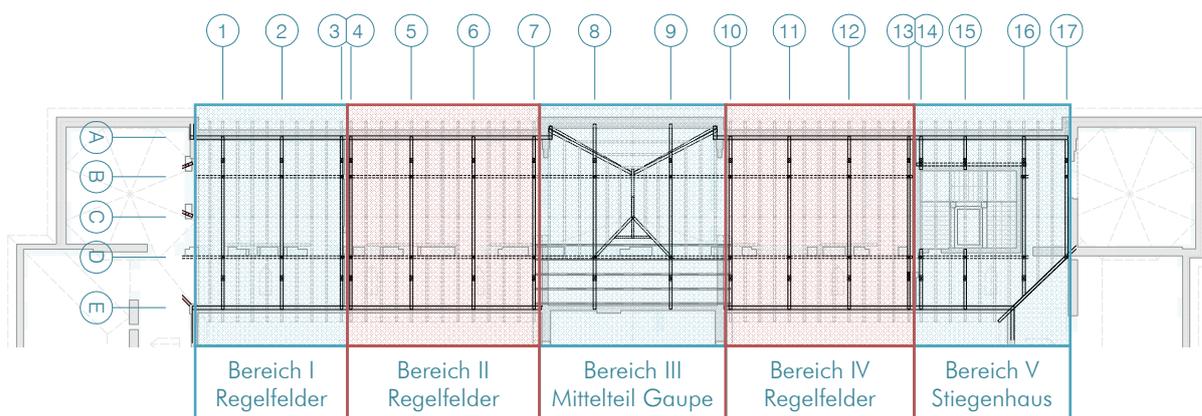


Abb. 31 Westtrakt, Einteilung in Tragwerksbereiche

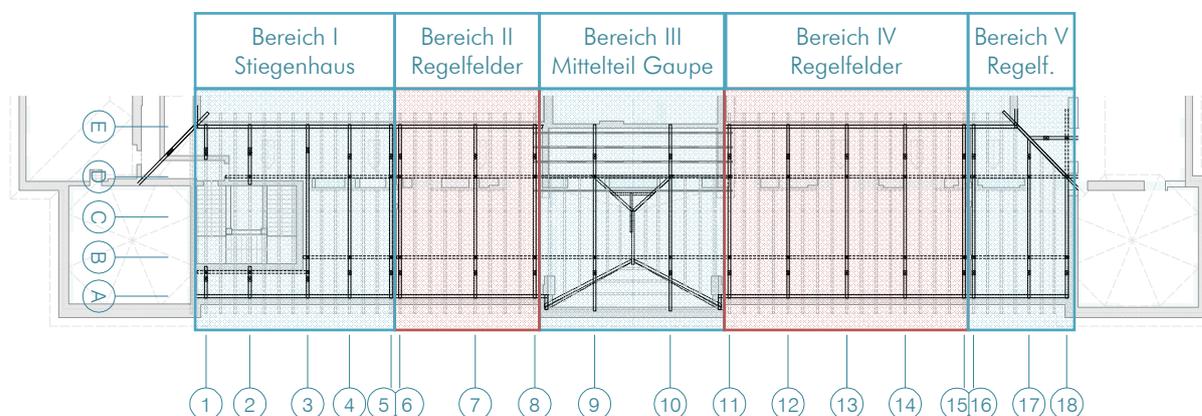


Abb. 32 Osttrakt, Einteilung in Tragwerksbereiche

II-3.1.1 Planliche Darstellung

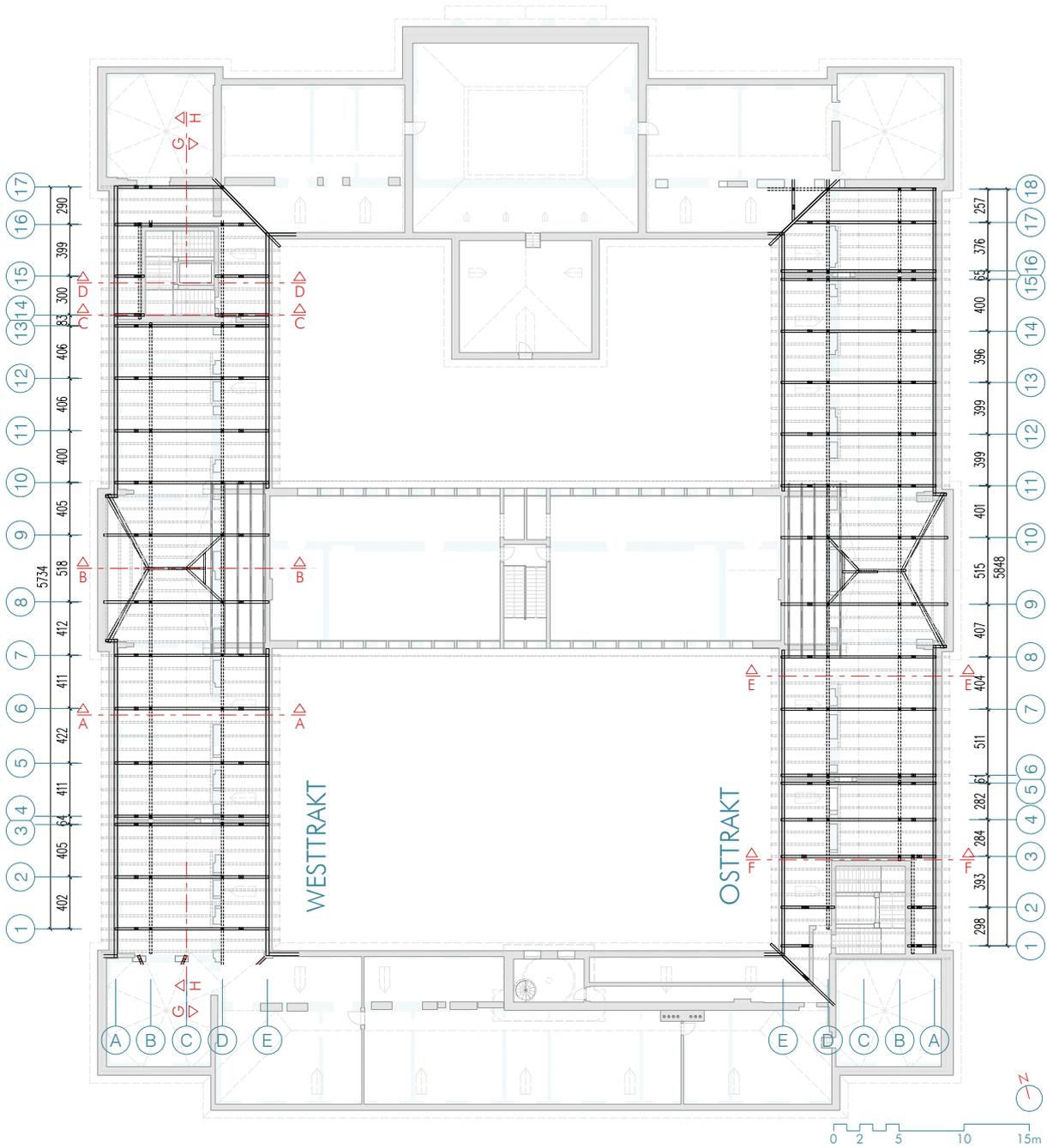


Abb. 33 Grundriss und Sparrenteilung West- bzw. Osttrakt

SCHNITT A
Regelschnitt
Westtrakt

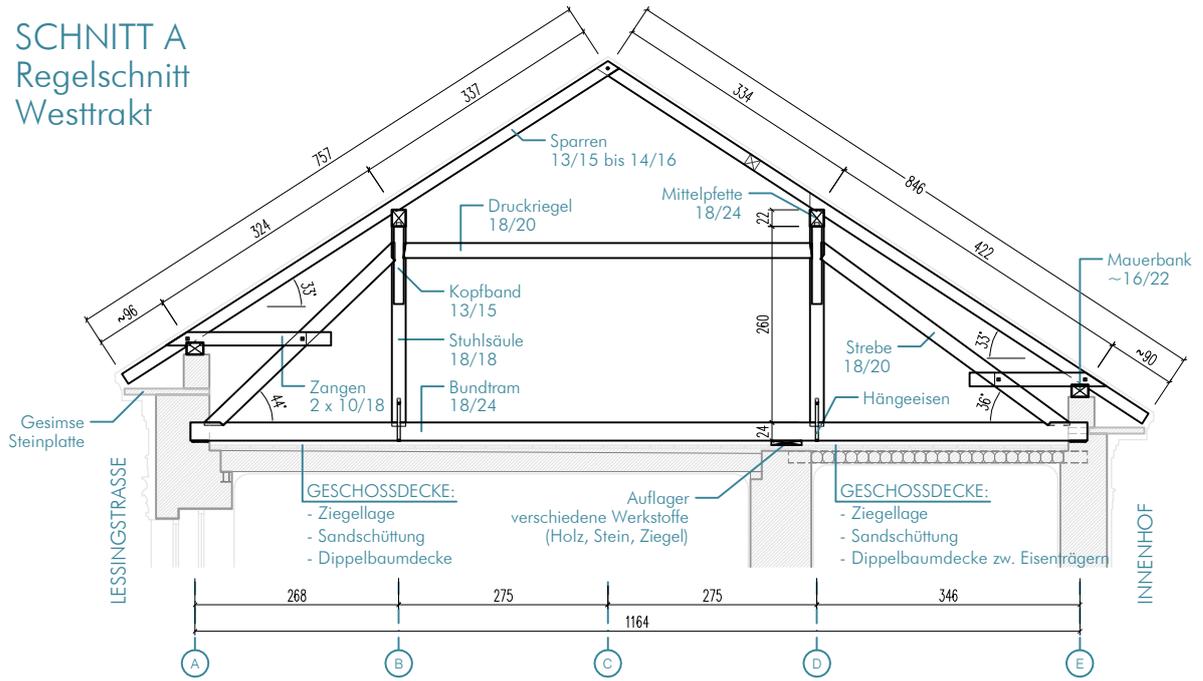


Abb. 34 Schnitt A – Regelschnitt Westtrakt

SCHNITT B
Schnitt Mittelteil/Gaube

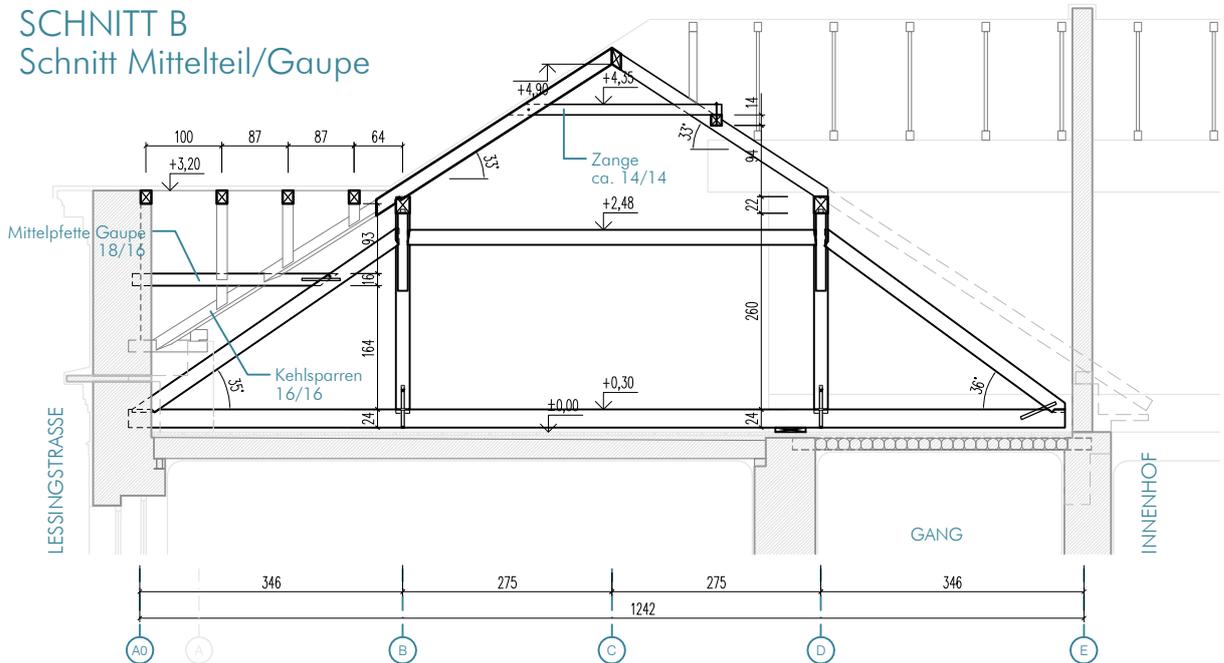


Abb. 35 Schnitt B – Westtrakt, Schnitt durch Gaube

SCHNITT C Stiegenhaus / Achse 14

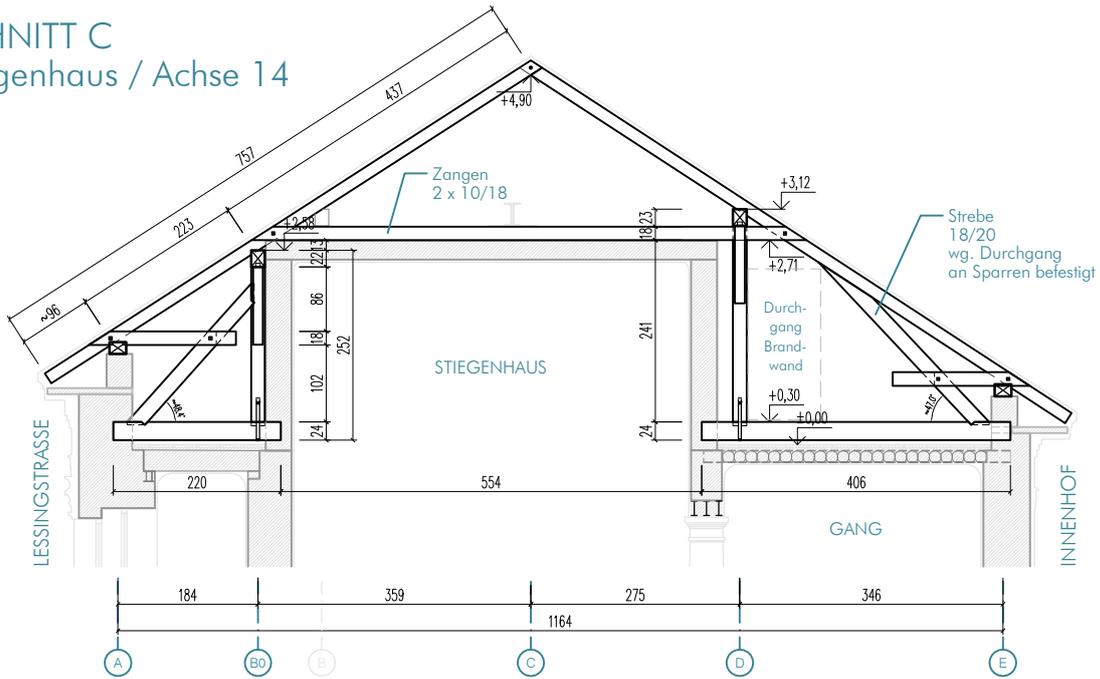


Abb. 36 Schnitt C – Westtrakt, Dachkonstruktion im Stiegenhausbereich / Achse 14

SCHNITT D Stiegenhaus / Achse 15

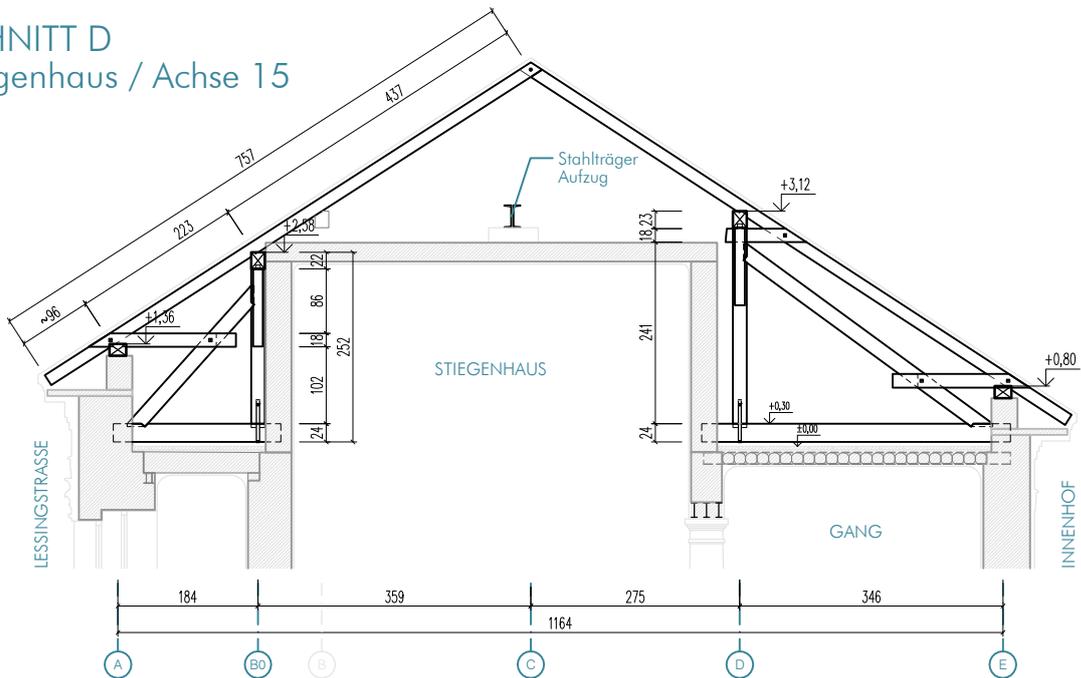


Abb. 37 Schnitt D – Westtrakt, Dachkonstruktion im Stiegenhausbereich / Achse 15

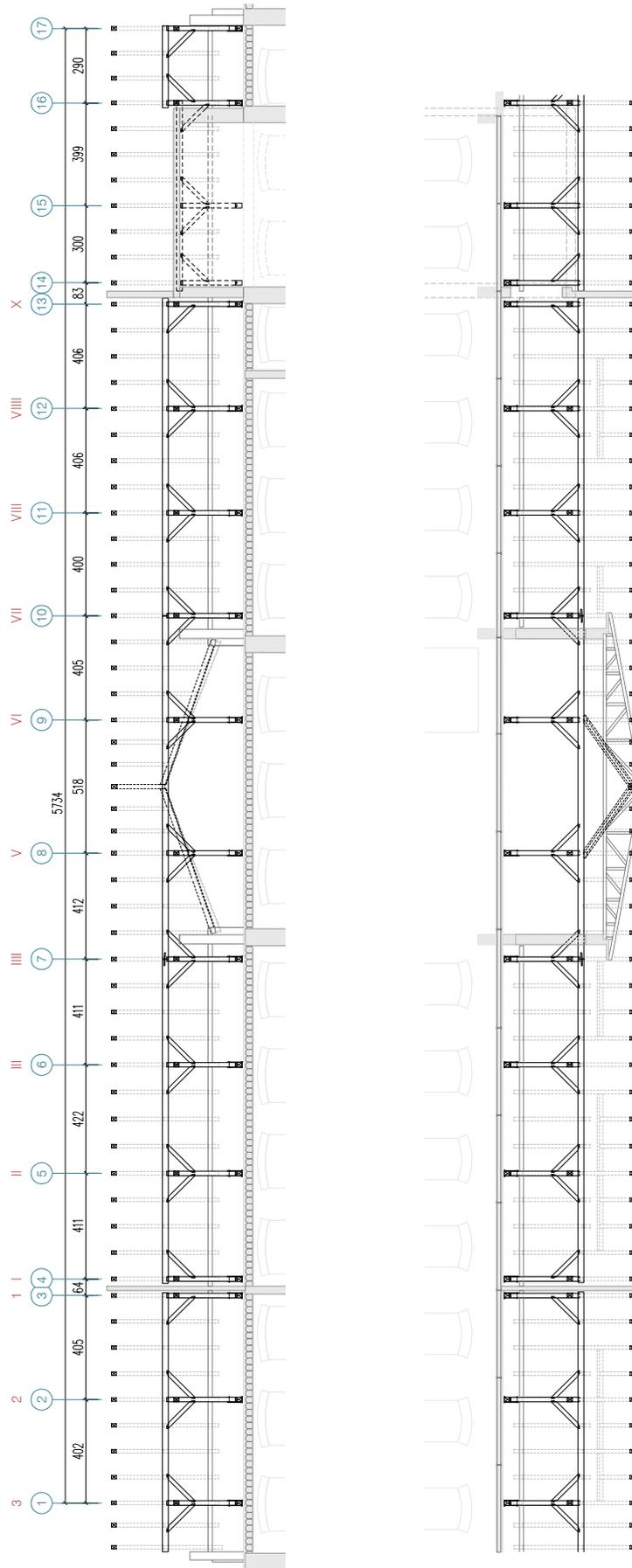


Abb. 38 Längsschnitte / Stuhlwände des Westtraktes. Links: Schnitt G – Ansicht Richtung Straßenseite. Rechts: Schnitt H – Ansicht Richtung Hofseite. Die roten Achsbeschriftungen bezeichnen die vorhandenen Abbundzeichen der Hauptgespärre.

II-3.1.2 Hängewerke

Das Hängewerk ist handwerklich mit großer Sorgfalt hergestellt. Die Bundträme kommen ein paar Zentimeter (ca. 3-6cm) ober dem Ziegelbelag der obersten Geschoßdecke, die als Dippelbaumdecke ausgeführt ist, zu liegen. An den Auflagern sind sie ca. 20-30 cm in die Kniestockmauern eingemauert und lagern auf Holzbrettern auf. Diese Mauerwerkstaschen sind bis zu den Bundträmen satt verputzt.

An den Bundträmen, sowie an die Stuhlsäulen sind die Streben mittels Fersenversatz und Zapfen zur Lagesicherung angeschlossen. Die Lagesicherung erfolgt über Holznägel.

Der Druckriegel ist mit den Stuhlsäulen an jedem Ende mit einem Riegelzapfen verbunden.

Die Hängesäulen sind am unteren Ende mit einem schmiedeeisernen Hängeeisen mit dem Bundtram verbunden, zusätzlich ist ein mittiger Zapfen ausgeführt. Die Hängewerke sind ca. alle 4 m angeordnet.

Ein zusätzliches Auflager für die Bundträme ist an der darunterliegenden Mittelwand, die als Kaminwand fungiert, ausgebildet. Die Bundträme liegen, mit Brettern oder Ziegeln unterlegt, auf dem Mauerwerk auf, dadurch erfolgt auch die Lastabtragung des somit nur mehr "einseitigen" Hängewerks asymmetrisch.



Abb. 39 Osttrakt, Achse 9, Richtung Süden fotografiert



Abb. 40 Hängewerk - straßenseitiger Teil

II-3.1.3 Stuhlwände

Die Längsaussteifung erfolgt über Kopfbänder, die mittels schrägen Zapfen und Holznägeln an die Pfetten bzw. Stuhlsäulen angeschlossen sind. An der Stuhlsäule sind die Pfetten mit einer Zapfenverbindung zur Lagesicherung aufgelagert. Sie spannen zumeist über zwei Felder und sind über der Stuhlsäule stumpf gestoßen, wobei dieser Stoß mit einer Klammer gesichert ist.

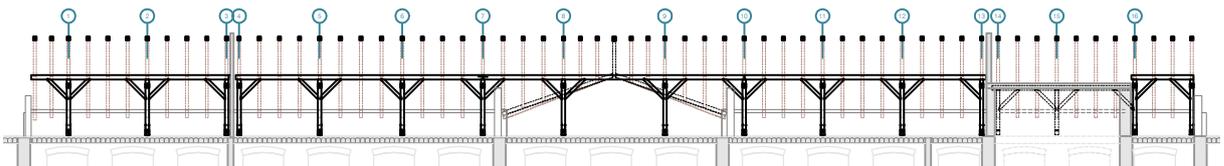


Abb. 41 Stuhlwand Westtrakt

II-3.1.4 Dachhaut

Die Sparren treffen am First aufeinander und sind mit einem Scherzapfen und einem Holznagel verbunden. An den Pfetten liegen die Sparren mit einem sogenannten "Gaißfuß" oder "Wiener Kastl" auf.

Die Mauerbänke werden durch Zangen an die Streben des Hängewerks zurückgehängt und sind mit einer Kammverbindung, die mit einem Bolzen gesichert wird, verbunden. An die Mauerbank sind die Streben auch mittels Kamm und Bolzen angeschlossen.

Teilweise sind Auswechslungen für Kamine vorhanden.



Abb. 42 Dachhaut Osttrakt

II-3.1.5 Mitteltrakt und Gaupen

Im Mittelteil der beiden Trakte ist jeweils zur Straßenseite hin eine Spitzgaupe angeordnet, wobei die Sparren auf Pfetten aufliegen, die wiederum an den Streben des Hängewerks aufgelagert sind.



Abb. 43 Gaupe Westtrakt

Der Mittelteil bildet insofern eine Besonderheit, weil der mittlere Trakt des Gebäudes wsl. im Laufe des 20. Jahrhunderts aufgestockt wurde und somit dieser Teil der ursprünglichen Dachkonstruktion entfernt wurde. Stattdessen wurde auf die Aufstockung in Massivbauweise eine Fachwerkkonstruktion (Brettbinder) als Dach ausgebildet.



Abb. 44 Mittelteil Osttrakt, Blickrichtung Brettbinder-Fachwerk

II-3.2 HOLZQUERSCHNITTE UND MATERIALEIGENSCHAFTEN

Sämtliche Holzbauteile des Tragwerks wurden gesägt. Die Abmessungen sind somit gegenüber gehackten Querschnitten relativ konstant. Aufgrund der Regelmäßigkeit und Gleichteiligkeit der Bauteile kann mit einem rechnerischen Querschnitt, die aufgrund von repräsentativen Messungen ermittelt wurden, gerechnet werden.

Für die Berechnung werden folgende Abmessungen verwendet:

Tab. 12 Querschnittsabmessungen Bauteile

| | |
|--------------|--|
| Bundtram | 18 / 24 cm |
| Hängesäulen | 18 / 18 cm |
| Druckriegel | 18 / 20 cm |
| Streben | 18 / 20 cm |
| Zangen | 2x 18 / 18 cm |
| Kopfbänder | 13 / 15 cm |
| Mittelpfette | 18 / 22 cm |
| Mauerbank | 20 / 18 cm (Hofseite) 20 / 15 cm (Straßenseite) |
| Sparren | 14 / 16 cm |

Die Materialeigenschaften des verwendeten Bauholzes werden anhand der visuellen Sortierkriterien nach DIN 4074-1 [50] beurteilt. Durch die visuelle Begutachtung konnten die Bauteile der Sortierklasse S10 zugeordnet werden, dabei sind folgende Kriterien einzuhalten:

Tab. 13 Sortierkriterien für S10 nach DIN 4074-1 [50]

| Sortiermerkmale | Kriterium für Sortierklasse S10 |
|---|---|
| 1. Äste | bis 2/5 |
| 2. Faserneigung | bis 12% |
| 3. Markröhre | zulässig |
| 4. Jahringbreite | bis 6 mm |
| 5. Schwindrisse | bis 1/2 |
| 6. Baumkante | bis 1/4 |
| 7a. Längskrümmung | bis 8 mm |
| 7b. Verdrehung | 1 mm / 25 mm Höhe |
| 8. Verfärbungen | Bläue zulässig; Nagelfeste braune und rote Streifen bis 2/5 zulässig |
| 9. Druckholz | bis 2/5 |
| 10. Insektenfraß durch Frischholzinsekten | zulässig |

Die Sortierklasse S10 kann nach ÖNORMEN 1912 [35] der Festigkeitsklasse C24 nach ÖNORM EN 338 [34] zugeordnet werden.

Die mechanischen Eigenschaften von Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 sind nach ÖNORM EN 338 [34] und ÖNORM B 1995-1-1 [44] folgendermaßen definiert:

| | | |
|-------------------|----------------------------|--|
| $f_{m,k} =$ | $= 24 \text{ N/mm}^2$ | ... Biegefestigkeit |
| $f_{t,0,k} =$ | $= 14,5 \text{ N/mm}^2$ | ... Zugfestigkeit in Faserrichtung |
| $f_{t,90,k} =$ | $= 0,4 \text{ N/mm}^2$ | ... Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung |
| $f_{c,0,k} =$ | $= 21 \text{ N/mm}^2$ | ... Druckfestigkeit in Faserrichtung |
| $f_{c,90,k} =$ | $= 2,5 \text{ N/mm}^2$ | ... Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung |
| $f_{v,k} =$ | $= 2,3 \text{ N/mm}^2$ | ... Schubfestigkeit (nach ÖN B 1995-1-1 für Holz mit Rissen) |
| $E_{m,0,mean} =$ | $= 11\,000 \text{ N/mm}^2$ | ... Mittelwert des E-Moduls bei Biegung in Faserrichtung |
| $E_{m,0,k} =$ | $= 7\,400 \text{ N/mm}^2$ | ... 5%-Quantil des E-Moduls bei Biegung in Faserrichtung |
| $E_{m,90,mean} =$ | $= 370 \text{ N/mm}^2$ | ... Mittelwert des E-Moduls bei Biegung rechtwinklig zur Faserrichtung |
| $G_{mean} =$ | $= 690 \text{ N/mm}^2$ | ... Mittelwert des Schubmoduls |
| $\rho_k =$ | $= 350 \text{ kg/m}^3$ | ... 5%-Quantil der Rohdichte |
| $\rho_m =$ | $= 420 \text{ kg/m}^3$ | ... Mittelwert der Rohdichte |

II-3.3 VERBINDUNGEN

Die verschiedenen Bauteile des Dachwerks sind an ihren Knotenpunkten mit traditionellen zimmermannsmäßigen Holzverbindungen miteinander verbunden. An einigen Stellen wurden auch Eisenteile wie z.B. Bolzen und Klammern oder wie an der Stuhlsäule die Hängeisen eingebaut, wie sie für die Zeit der Errichtung des Dachtragwerks am Ende des 19. Jhd. auch typisch sind. Der Großteil der Verbindungen sind jedoch Holz-Holz-Verbindungen. Die Knotenverbindungen der Hängewerke werden im Folgenden beschrieben.

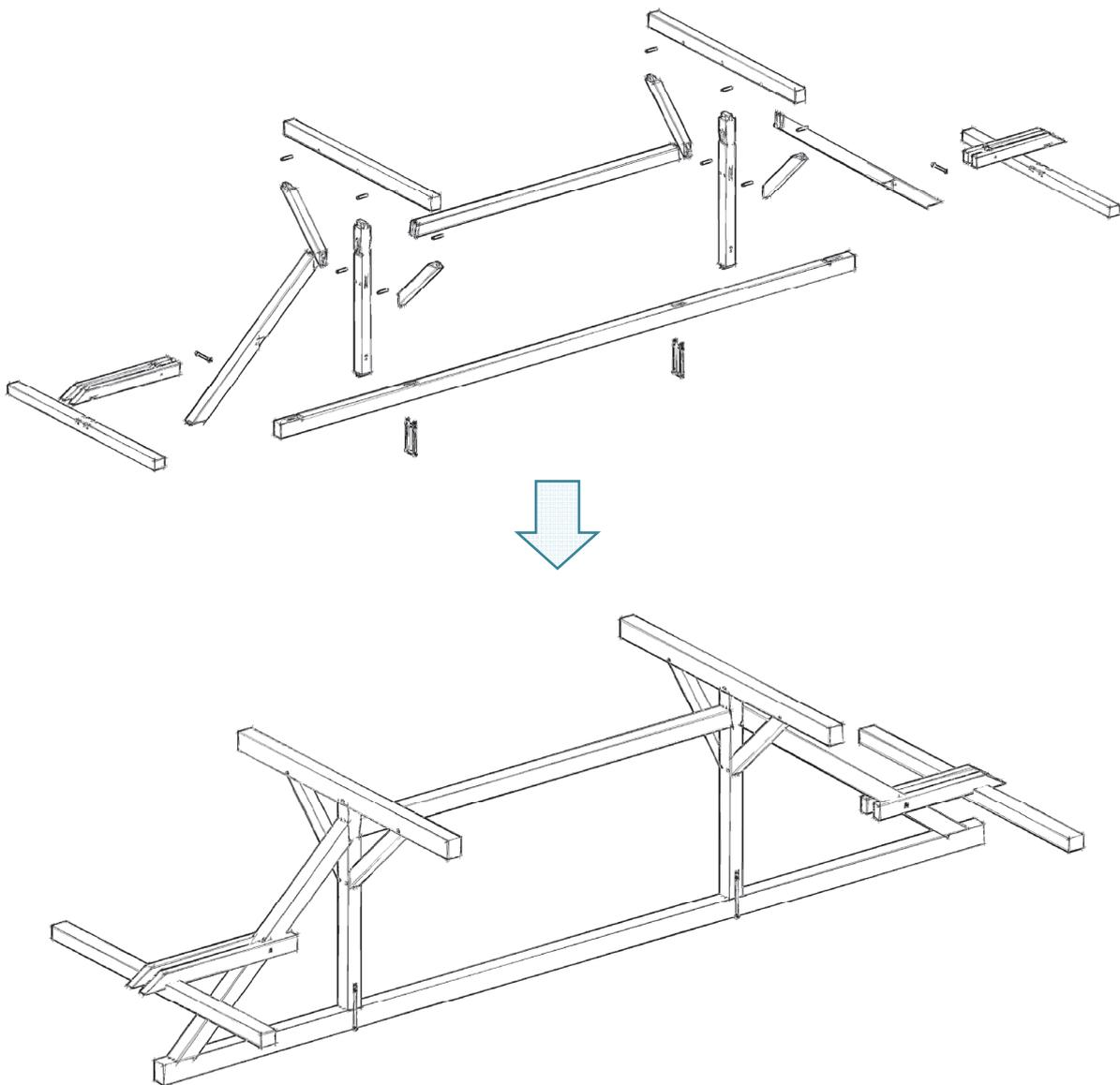


Abb. 45 Hängewerk Regelfeld. Aus den einzelnen Bauteilen wird das Hängewerk an den Verbindungspunkten zusammengefügt. Dargestellt ist ein Hängewerk mit einem Ausschnitt der zugehörigen Mittelpfetten und der Mauerbänke.
 Oben: Einzelbauteile und Verbindungsmittel als Explosionsdarstellung
 Unten: zusammengefügtes Hängewerk

II-3.3.1 Verbindungen in der Hängewerksebene

Die Knotenpunkte sind mit den Buchstaben A-F nummeriert. Da die Verbindungen auf beiden Seiten des Hängewerks, abgesehen von unterschiedlichen Anschlusswinkeln, ident ausgeführt sind, wird beispielhaft nur eine Seite beschrieben.

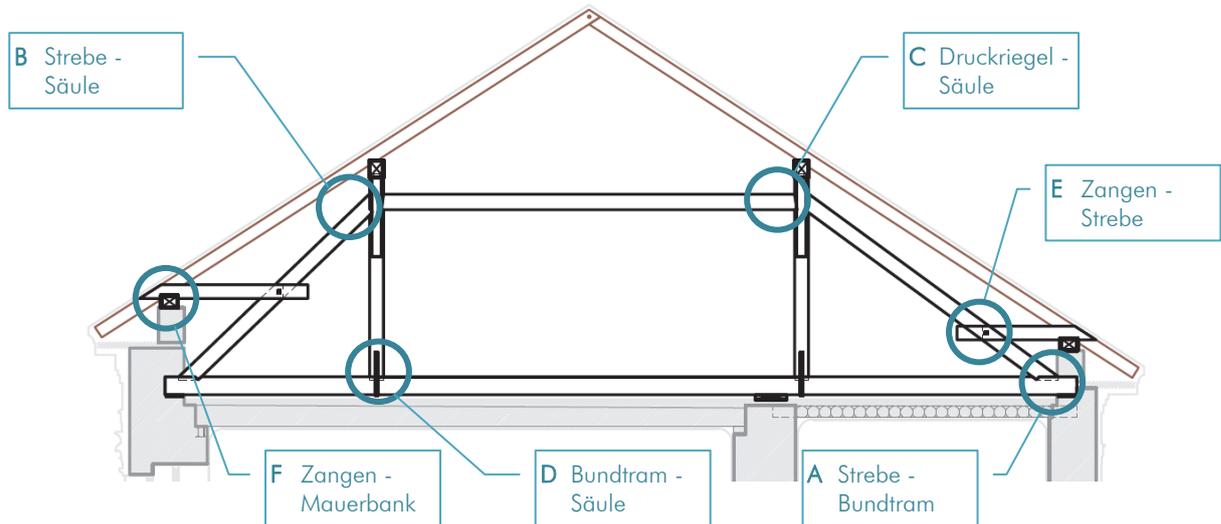


Abb. 46 Verbindungen der Hängewerke und Nummerierung

Tab. 14 Verbindungen im Hängewerk

| Nr. | Bauteile | Verbindung |
|-----|---------------------|--------------------------|
| A | Strébe – Bundtram | Fersenversatz mit Zapfen |
| B | Strébe – Säule | Fersenversatz mit Zapfen |
| C | Druckriegel – Säule | Riegelzapfen |
| D | Bundtram – Säule | Zapfen und Hängeeisen |
| E | Zangen – Strébe | Verkämmung und Bolzen |
| F | Zangen – Mauerbank | Mittelkamm und Bolzen |

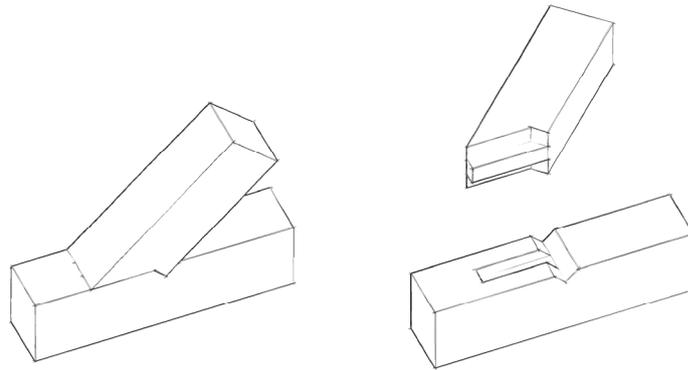
A Strebe – Bundtram: Fersenversatz mit Zapfen


Abb. 47 Holz-Holz-Verbindung Strebe-Bundtram mittels Fersenversatz und mittigem Zapfen

Die Strebe ist an den Bundtram mittels eines Fersenversatzes mit mittigem Zapfen angeschlossen. Gleichzeitig ist an dieser Stelle der Bundtram auf dem darunterliegenden Mauerwerk aufgelagert. Die Balkenköpfe des Bundtrams sind in Mauertaschen des Kniestockmauerwerks eingemauert und liegen auf einem Unterlegbrett auf. Teilweise sind diese Mauertaschen bis an die Bundträme heran verputzt.

Der Versatz ist durchgehend mit einer Tiefe von 4 cm ausgeführt die Breite des Zapfens beträgt mit ca. 6 cm etwa $\frac{1}{3}$ der Balkenbreite. Aus der Anschlussgeometrie mit dem mittig angeordneten Zapfen bleiben für die eigentliche Kraftübertragung als Druckfläche nur die Flächen beidseits des Zapfens.

Teilweise sind an der Verbindung neben einzelnen Klaffungen auch Überlastungserscheinungen festzustellen, die sich oft durch einen Anriss an der Einkerbung des Fersenversatzes zeigen (siehe auch II-3.4.3).



Abb. 48 Anschluss Strebe-Bundtram, Westtrakt, Achse 12, Hofseite. Erkennbar ist auch das Abbundzeichen VIII/..

- B** **Strebe – Stuhlsäule:** **Fersenversatz mit Zapfen**
C **Stuhlsäule – Druckriegel:** **Riegelzapfen**

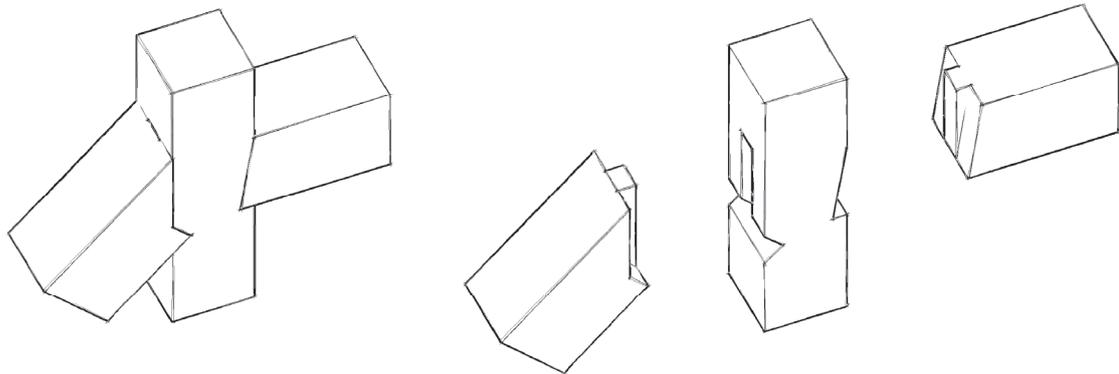


Abb. 49 Holz-Holz-Verbindung Strebe – Stuhlsäule – Druckriegel mit Fersenversatz und mittigem Zapfen bzw. Riegelzapfen

An diesem Knotenpunkt werden die Strebe und der Druckriegel an der Stuhlsäule angeschlossen. Der Anschluss der Strebe erfolgt gleich wie am Fußpunkt mittels eines Fersenversatzes und mittigem Zapfen. Der Druckriegel wird mit einem Riegelzapfen angeschlossen. Dabei ist in der Stuhlsäule ein dreiecksförmiger Keil mit einer Tiefe von ca. 3 cm herausgearbeitet, der für den Druckriegel eine Auflagerfläche zusätzlich zur Zapfenfläche bietet. Der mittige Zapfen hat eine Breite von $\frac{1}{3}$ der Breite der Stuhlsäule und ist gleich tief wie die Einkerbung in der Säule. Wie auch beim Fußpunkt der Strebe sind auch an diesem Knotenpunkt keine Sicherungen der Verbindung ausgeführt und es können somit nur Druckkräfte übertragen werden.



Abb. 50 Knotenpunkt Strebe-Stuhlsäule-Druckriegel, Osttrakt, Achse 11, Straßenseite

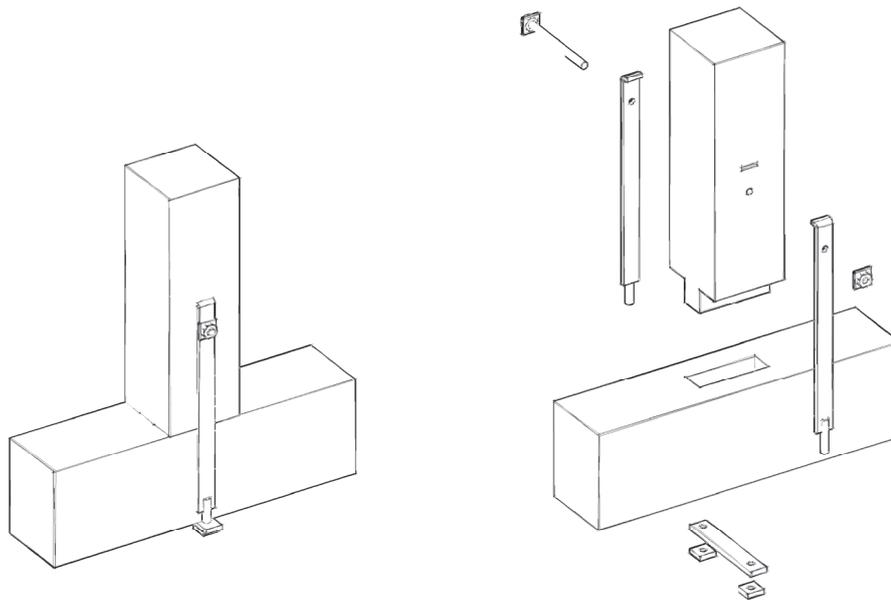
D Bundtram – Säule: Zapfen und Hängeeisen


Abb. 51 Verbindung Säule – Bundtram mit Zapfen und Hängeeisen

Eine mit einem schmiedeeisernen Bauteil ausgestattete Verbindung kommt am Knotenpunkt zwischen Stuhlsäule bzw. Hängesäule und Bundtram vor. Die Säule wird mit einem Zapfen in der Lage im Bundtram gehalten. Die typisch ausgeführte eiserne Zugverhängung besteht aus zwei Seitenteilen, die mit einem Bolzen ca. $d = 16 \text{ mm}$ in der Stuhlsäule verankert ist. Zusätzlich sind die Flacheisen am oberen Ende umgekanntet und in der Säule eingekerbt. Am unteren Ende ist an einem angeschmiedeten Gewindeteil ein Flacheisen an der Bundtramunterseite mit einer Vierkantmutter befestigt. Die Zapfenverbindung der Säule mit dem Bundtram ist ein einfacher Zapfen mit einer Breite von ca. $1/3$ der Balkenbreite und einer Tiefe von ca. 6 cm .

Dadurch, dass der Bundtram auf der Mittelwand unterstützt ist, ist die Verbindung nicht unbedingt auf Zug belastet, wie es in einem typischen Hängewerk der Fall ist. Bei vielen hofseitigen Stützen ist zu erkennen, dass die Eisenverhängungen teilweise lose und beweglich sind, was darauf hindeutet, dass die Verbindung hofseitig keine Zugkräfte überträgt.



Abb. 52 Verbindung Stuhlsäule-Bundtram mit Zapfen und Hängeeisen, Osttrakt, Achse 8, Hofseite

E Zange – Strebe:

Verkämmung und Bolzen

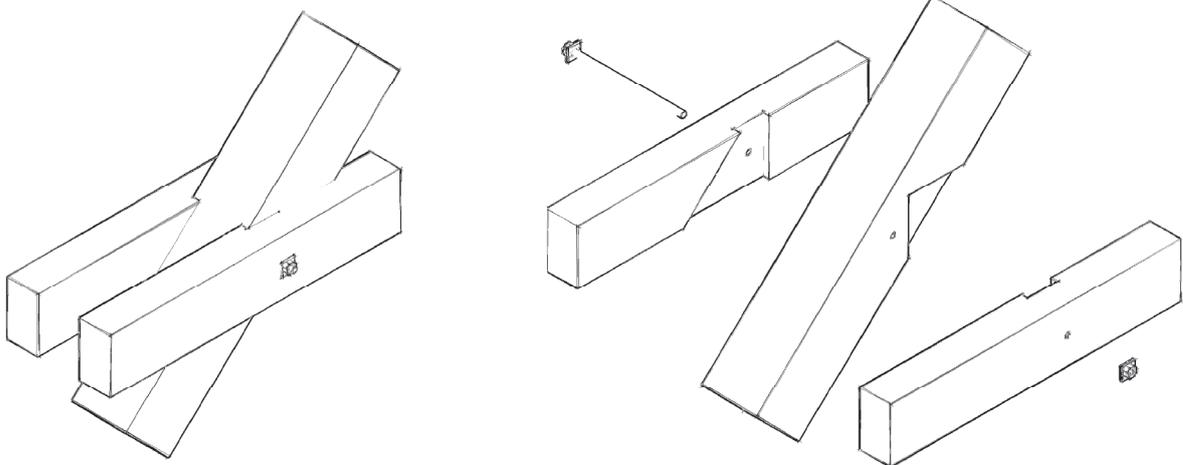


Abb. 53 Verbindung Zange-Strebe mit schrägem Kamm und Bolzen

Beim Anschluss der Zangen an die Streben ist eine Verkämmung ausgeführt und die Bauteile werden zusätzlich mit einem Bolzen (ca. $d = 16$ cm) in ihrer Lage gehalten. Aufgrund der Verbindungsgeometrie kann der Kamm durch den dreieckförmigen Ausschnitt an der Strebe als "schräger Halbkamm" bezeichnet werden. Die Einschnitttiefe des Kammes beträgt in etwa 2 cm.



Abb. 54 Anschluss der Zangen an die Strebe, Osttrakt, Achse 12, Hofseite

F Zange – Mauerbank:

Mittelkamm und Bolzen

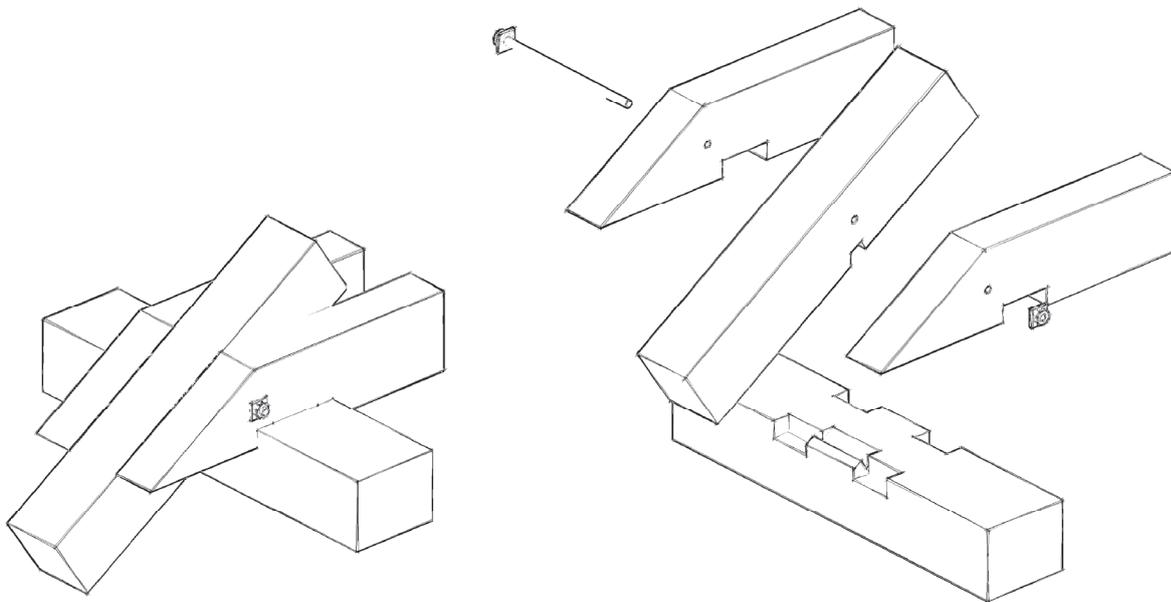


Abb. 55 Verbindung Zange – Mauerbank durch Mittelkamm; auch der Sparren des Hauptgespärres ist dargestellt

Wiederum eine mit Eisenbolzen gesicherte Verbindung kommt beim Anschluss der Zangen an die Mauerbank zum Einsatz. Der Bolzen ($d = 16 \text{ mm}$) verbindet die Zangen mit dem Sparren des Hauptgespärres. Die unmittelbare Kraftübertragung zwischen den Zangen und der Mauerbank erfolgt jedoch durch einen Halbkamm mit einer Einschnitttiefe von $3,5 \text{ cm}$.



Abb. 56 Anschluss der Zangen an die Mauerbank, Westtrakt, Achse 3, Hofseite

II-3.3.2 Verbindungen der Stuhlwände

Die Knotenpunkte sind fortlaufend mit den Buchstaben G-I nummeriert. Wiederum wird beispielhaft nur eine typische Achse der Hängewerke beschrieben, da die Ausführung der Verbindungen regelmäßig wiederholend ist.

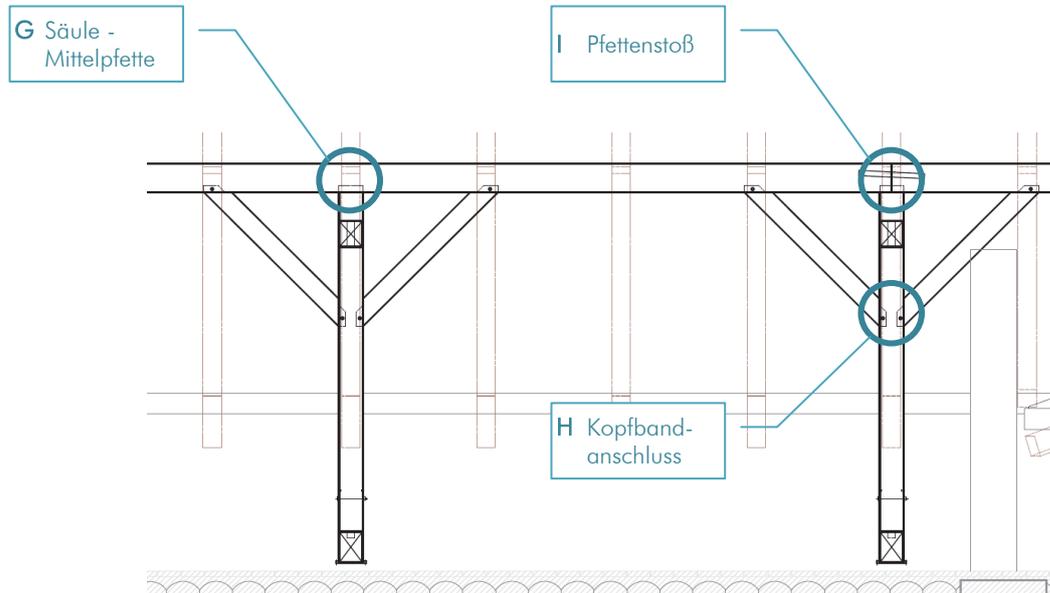


Abb. 57 Verbindungen der Stuhlwände und Nummerierung

Tab. 15 Verbindungen der Stuhlwände

| Nr. | Bauteile | Verbindung |
|-----|---------------------|--------------------------------|
| G | Säule – Mittelfette | Zapfen mit Holznagel |
| H | Kopfbandanschluss | Schräger Zapfen mit Holznagel |
| I | Pfettenstoß | Stumpfer Stoß mit Eisenklammer |

G Säule – Mittelpfette: Zapfen mit Holznagel

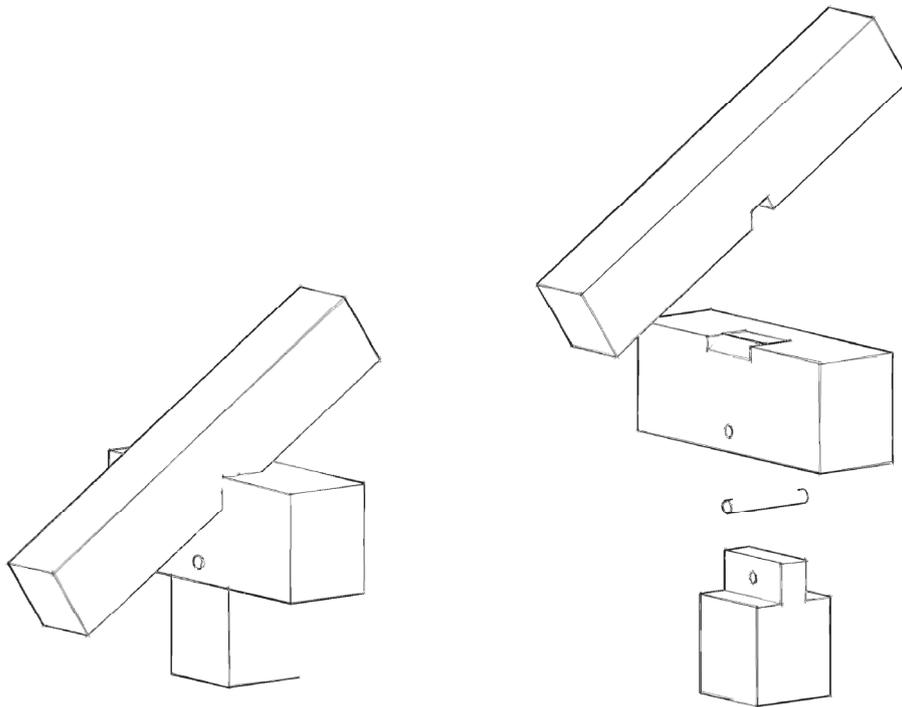


Abb. 58 Zapfenverbindung zwischen Säule und Mittelpfette; auch der Sparren des Hauptgespärres ist dargestellt

Die Mittelpfetten liegen auf den Stuhlsäulen auf; dabei ist die Säule mit einem mittleren Zapfen mit einer Tiefe von ca. 8 cm und einer Breite von 1/3 der Balkenbreite (6 cm) in die Pfette eingezapft. Die Zapfenverbindung ist mit einem Holznagel gesichert.



Abb. 59 Knotenpunkt Stuhlsäule – Mittelpfette, Osttrakt, Achse 14. Erkennbar ist auch der Holznagel, der durch den innenliegenden Zapfen reicht.

H Kopfbandanschluss: Schräger Zapfen mit Holznagel

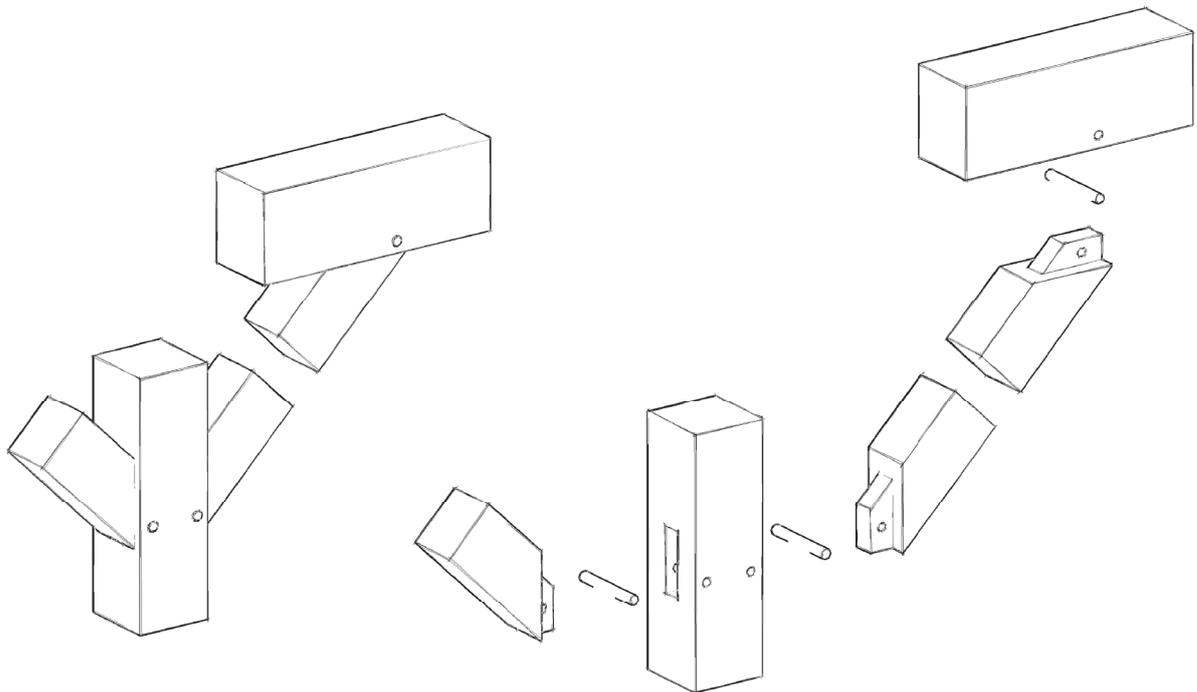


Abb. 60 Kopfbandanschluss mit abgesetztem schrägem Zapfen an der Stuhlsäule und an der Mittelpfette

Die Kopfbänder sind in die Mittelpfetten und in die Säulen jeweils mit einem abgesetzten, schrägen Zapfen eingezapft. Die Verbindung ist mit einem Holznagel durch den Zapfen gesichert. Somit können auch Zugkräfte von der Verbindung aufgenommen werden.



Abb. 61 Kopfbandanschluss, Ostrakt, Achse 9, Straßenseite

I Pfettenstoß

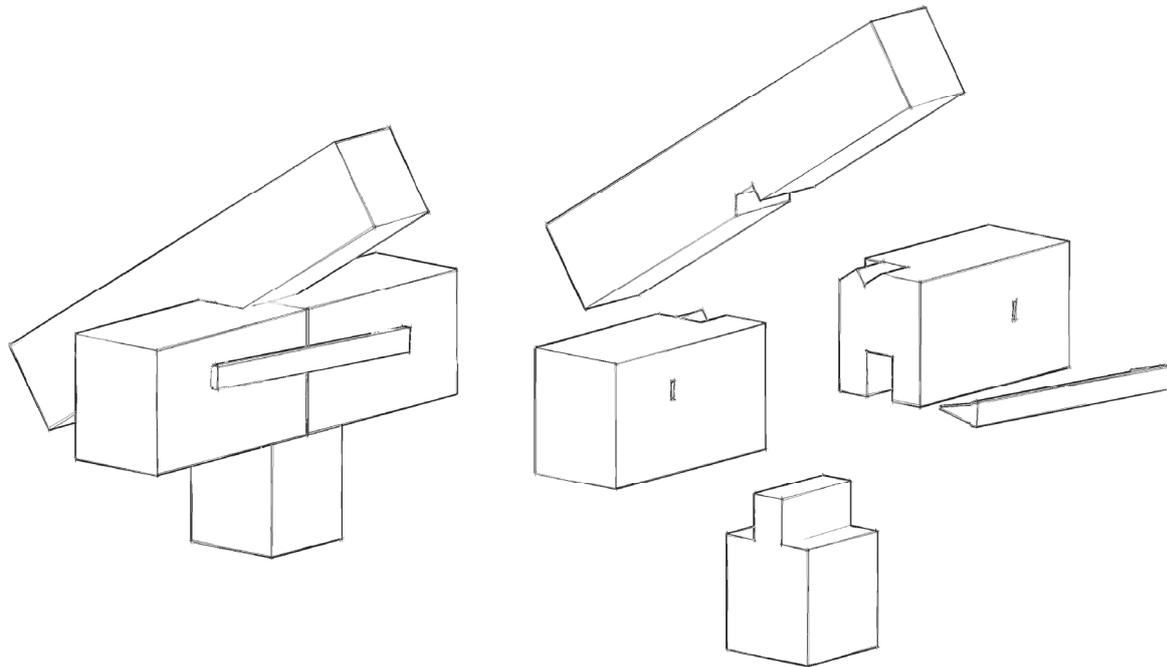


Abb. 62 Anschluss der Stuhlsäule und der Mittelpfette bei einem Pfettenstoß, dargestellt ist auch der Sparren des Hauptgespärres

Einen interessanten Anschluss stellen die gestoßenen Mittelpfetten dar. Diese werden über der Stuhlsäule stumpf gestoßen. Dabei ist die grundsätzliche Ausbildung des Zapfens der Stuhlsäule gleich, wie an einer Pfettenanbindung ohne Stoß (siehe Knotenpunkt G). Dadurch, dass der Holznagel aufgrund des geringen Platzangebotes durch den Stoß nicht zur Anwendung kommt, sind an dieser Verbindung teilweise größere Verformungen zu erkennen. Zur Aufnahme von Zugbelastungen wurde der stumpfe Stoß mit einer Klammer gesichert.



Abb. 63 Pfettenstoß, Osttrakt, Achse 13, Straßenseite

II-3.3.3 Sparrenaufleger

Während die Verbindung der Sparren am First durch einen Scherzapfen, der mit einem Holznagel gesichert ist, keine Besonderheit darstellt, sind die Sparren an den Mittelpfetten und den Mauerbänken mit einem sogenannten "Gaißfuß" (vgl. [18] S.82) angeschlossen. Dieser Anschluss stellt eine Besonderheit einer Klauenverbindung dar. Durch den gleichzeitig eingearbeiteten Versatz können nicht nur Querkräfte des Sparrens auf die Pfette übertragen werden, es können auch Normalkräfte bzw. Druckkräfte übertragen werden. In der Abb. 58 ist die Ausbildung der Verbindung dargestellt.



Abb. 64 "Gaißfuß" an einer Sparren-Mittelpfetten Verbindung

II-3.4 SCHADENSERFASSUNG

Das Dachwerk präsentierte sich augenscheinlich durchgehend in einem sehr guten Zustand, dennoch sind einzelne Schäden bzw. Mängel am bestehenden Tragwerk feststellbar gewesen. Im Zuge des Dachausbaus wurden diese behoben bzw. sind sie durch durchgeführte Änderungen im Tragwerk obsolet geworden.

Die Schadenserfassung erfolgte vor Beginn der Bauarbeiten durch visuelle Kontrolle der Bauteile und durch akustische Kontrolle durch Abklopfen der Tragwerkselemente mittels Hammer. Weiters wurden stichprobenartige Bauteilöffnungen durchgeführt, um den Zustand der verdeckten Bauteile beurteilen zu können. Eine genaue Ermittlung der schadhaften Stellen im Bauteilbereich wurde im Rahmen der Bautätigkeiten von der Baufirma durchgeführt und nach deren Angaben wurden diese auch beseitigt bzw. saniert.

In diesem Abschnitt wird deshalb im Besonderen auf die strukturellen Mängel an der Tragstruktur eingegangen. Diese können ursprünglicher Natur sein oder im Laufe der Zeit durch die Bauhistorie entstanden sein und so auch gute Hinweise für die statische Modellbildung liefern.

Die aufgefundenen Schäden und Mängel werden in drei Kategorien behandelt:

- Feuchteschäden und Verschmutzung
- Mängel aufgrund vorhergegangener Umbauarbeiten
- strukturelle Mängel am Tragwerk

II-3.4.1 Feuchteschäden und Verschmutzung

Wie aus der Literatur bekannt, sind besonders gefährdete Bereiche in Bezug auf Feuchteschäden in historischen Dachwerken der Traufbereich sowie Bauteile, die in direktem Kontakt zum Außenmauerwerk stehen. In Fall des Dachwerks der Alten Technik sind dies die eingemauerten Balkenköpfe der Bundträme und die Mauerbank bzw. die Traufpunkte der Sparren und die Mauerbänke.

Bei stichprobenartigen Kontrollen während der Bauarbeiten sind an diesen Stellen auch tatsächlich einige Schäden und Mängel bemerkbar gewesen. Diese werden hier exemplarisch aufgeführt.

Schadhafter Bundtramkopf



Abb. 65 Im Zuge der Bauarbeiten gefundener schadhafter Bundtramkopf; Osttrakt, Achse 11, Hofseite

Das Bundtramaufleger des Hängewerks Achse 11, Hofseite, Osttrakt weist einen starken Schaden auf. Die betroffene Stelle deutet darauf hin, dass das Bundtramaufleger einer lange andauernden Durchfeuchtung ausgesetzt war. Die Stelle befindet sich direkt neben der Außenwand des aufgestockten Mittelbereiches. Dieser Bereich lag vor der Aufstockung im Fußpunkt der durch das Satteldach des Osttraktes und dem Satteldach des Mittelbereiches gebildeten Ichse. Diese gefährdete Lage könnte darauf hindeuten, dass dieser Schaden schon vor dem Umbau des Mittelbereichs entstanden ist, da die Ichse mittlerweile nicht mehr existiert.

Aufgrund des Vorhandenseins dieses Schadensbildes kann davon ausgegangen werden, dass auch andere Balkenköpfe betroffen waren.

Mauerbank



Abb. 66 Schadhafte Mauerbank; Westtrakt, Achse 11-12

Ein weiterer, für Schäden besonders anfälliger Bereich sind die Mauerbänke bzw. der Traufbereich im Allgemeinen. So eine schadhafte Mauerbank wurde im Westtrakt zwischen Achse 11 und Achse 12 bemerkt.

Kurzzeitige Feuchteinwirkung



Abb. 67 Wasserspuren an den Bauteilen; Osttrakt, Achse 15, Hofseite

An verschiedenen Stellen sind Verfärbungen erkennbar, die auf vergangene Feuchteinwirkung schließen lassen. Allerdings ist davon auszugehen, dass an diesen Stellen nur eine oberflächliche oder kurzzeitige Einwirkung stattgefunden hat, da das Holz keine Schäden aufweist und diese Stellen damit in der weiteren Beurteilung als unmaßgeblich eingestuft werden. Diese Wasserzutritte können allenfalls auch im Rahmen einer Bautätigkeit, erkennbar durch die relativ neue Dachdeckung des Bauwerks entstanden sein.

Verschmutzung im Traufenbereich



Abb. 68 Bauschutt im Traufenbereich

Der Traufbereich gehört zu den oftmals betroffenen Stellen für Verschmutzungen. Auch im Dachgeschoß der TU Graz findet sich einiges an Verschmutzung im Bereich hinter der Mauerbank und der Kniestockmauer. Auf dem Gesims hat sich im Lauf der Zeit Staub, Bauschutt und sonstiger Schmutz angesammelt. Das stellt keinen Schaden im eigentlichen Sinn dar, jedoch kann durch die Anhäufungen aus diesem porösem Material im Falle eines Wassereintritts die Feuchtigkeit gespeichert werden und in weiterer Folge an das Holz weitergegeben werden.

II-3.4.2 Mängel aufgrund vorhergegangener Umbauarbeiten

Veränderung aufgrund der Aufstockung des Mitteltraktes

Wie bereits vorher erwähnt, wurde der Mittelteil aufgestockt. In diesen Räumen sind derzeit die Zeichensäule der Architekturfakultät untergebracht. Das ursprüngliche Dachtragwerk, das aus den gleichen Hängewerken bestand, sowie die Kniestockmauern wurden abgetragen. Anstelle der Kniestockmauern wurde ein Betonbalken errichtet und darauf der Raumabschluss aus Mauerwerk ausgeführt, die wiederum mit einem Betonrost abgeschlossen wurden. Dieser Betonrost dient als Auflager für die bereits erwähnte Brettbinderkonstruktion und besitzt eine auskragende, mitbetonierte Gesimsschürze. Durch die neue Dachausmittlung und um eine Verschneidung mit dem bestehenden Satteldach der Seitentrakte zu erreichen, mussten die Betonbalken und Wände der Aufstockung bis in die Seitentrakte geführt werden. Der Raumabschluss auf der kurzen Seite des Mitteltraktes erfolgte auf Höhe der Kniestockmauern bzw. der Mauerbänke des Seitentraktes durch eine gemauerte Wand.

Durch diese Umbaumaßnahmen, die eben bis in die Seitentrakte hineinreichen, wurde das bestehende Tragwerk in diesem Bereich gekappt, bzw. in der Tragstruktur stark verändert, was sich hier auch negativ ausgewirkt hat.

- Die Ichsensparren und die Schiffsparren wurden bei der Mittelfette abgeschnitten.



Abb. 69 Mittelbereich Westtrakt. Die Ichsensparren und die Sparren sind an der Mittelfette abgeschnitten.



Abb. 70 Abgeschnittener Ichsens- und Schiffsparren. Über der Stuhlsäule wurde die Mittelfette des Mitteltraktes eingezapft, welche auch entfernt wurde.

- Die Bundtramauflager wurden abgeschnitten.
Die Bundträme der Seitentrakte waren vermutlich an den Bundträmen des Mitteltraktes aufgelagert. Diese wurden vor der, im Rahmen der Aufstockung neu errichteten, Wand zum Mitteltrakt gekappt und die Bundträme wurden auf der Dippelbaumdecke aufgelagert.



Abb. 71 Gekappter Bundtram und fragwürdiges Auflager auf der Dippelbaumdecke des darunterliegenden Gangbereichs im Westtrakt

Kaminauswechslungen

In der Mittelmauer des Gebäudetraktes waren ursprünglich Kamine angeordnet, die über das Dach führten. Dafür sind in der Dachebene Auswechslungen zwischen den Sparren vorhanden, um eine Kamindurchführung zu ermöglichen. Diese Kamine wurden abgebrochen und die Auswechslungen mit eher provisorischen Mitteln geschlossen.



Abb. 72 Sparrenauswechslung für ehemalige Kamindurchführung und provisorische Verschließung

II-3.4.3 Strukturelle Mängel am Tragwerk

Hier sollen festgestellte Mängel dargestellt werden, die einerseits Klaffungen der Verbindungen beschreiben, die aus der Holzanatomie entstanden sind und andererseits durch konstruktionsbedingte Ursachen aufgetreten sind.

Klaffungen der Verbindungen

An einigen Verbindungen sind Klaffungen erkennbar, die oftmals aus Verformungen der Bauhölzer herrühren. Diese Verformungen treten auf, indem beim Bau noch feuchtes Bauholz verwendet wurde und sich die jeweilige Form des Bauteiles erst nach Erreichen der Ausgleichsfeuchte im Bauwerk einstellt. Als Begleiterscheinung davon entstehen in den Hölzern Schwindrisse. Als Indiz dafür, dass diese erst nach dem Einbau aufgetreten sind, können Schwindrisse an Abbundmarken herangezogen werden.



Abb. 73 Abbundmarken auf Schwindrissen als Indiz für den Einbau von feuchtem Bauholz



Abb. 74 Verdrehter Druckriegel; Osttrakt, Achse 7



Abb. 75 Klaffung bei Strebenfußpunkt aufgrund der Verdrehung der Strebe; Osttrakt, Achse 14
Links: Vorderseite der Verbindung klafft; Rechts: Rückseite der Verbindung geschlossen

Risse bei den Fersenversätzen der Strebenverbindungen

An einigen Fersenversätzen der Strebenverbindungen sind Risse bemerkbar, die nicht als Schwindrisse beurteilt werden können. Der Verdacht liegt nahe, dass diese Schäden aus einer Überlastung der Verbindung resultieren könnten. Als Ursache dafür kommen die Zangen infrage, die an der Strebe angeschlossen sind und die Abtriebskräfte aus den Sparren über die Mauerbank an diese weiterleiten und somit eine Querlast in der Strebe hervorrufen. Der Fersenversatz ist jedoch aufgrund der geringen Querkraftfestigkeit des Holzes nur dafür ausgelegt, Normalkräfte zu übertragen.



Abb. 76 Risse an der Strebenverbindung; Westtrakt, Achse 13, Hofseite. Der Riss an der Kante der Druckfläche ist durch die Pfeile markiert.
Links: Vorderseite; Rechts: Rückseite



Abb. 77 Risse an der Strebenverbindung; Osttrakt, Achse 15, Straßenseite. Die Risse deuten auf eine Überlastung der Verbindung hin. Hier ist auch ein Riss im Bundtram zu bemerken.

Verdrehung der Mittelpfette

Besonders im Bereich der Pfettenstöße bzw. auch im Mittelbereich des Westtraktes ist die Mittelpfette merkbar um ihre eigene Achse verdreht. Diese Verdrehung kann unter anderem durch den nicht vorhandenen Holznagel erklärt werden, der an den Säule-Pfette-Verbindungen bei durchgehender Pfette vorhanden ist. Die Verdrehung wird verursacht durch die ausmittige Sparrenlagerung. Da durch die Ausbildung des Sparrenaufagers als "Gaißfuß" auch Normalkräfte übertragen werden können, wirkt auf die Pfette ein zusätzliches Torsionsmoment aus den Abtriebskräften in den Sparren.



Abb. 78 Verdrehung der Mittelpfette bei einem Pfettenstoß; Osttrakt, Achse 13, Straßenseite

II-3.5 ZUSTANDSBEURTEILUNG

Die Zustandsbeurteilung erfolgt nach dem Schema von MEISEL (vgl. [18] S.45ff), das eine Beurteilung des Zustandes von historischen, hölzernen Dachkonstruktionen im Großraum Graz in fünf Stufen aufgrund von definierten Kriterien vorsieht.

Das Beurteilungsschema ist dabei folgendermaßen definiert:

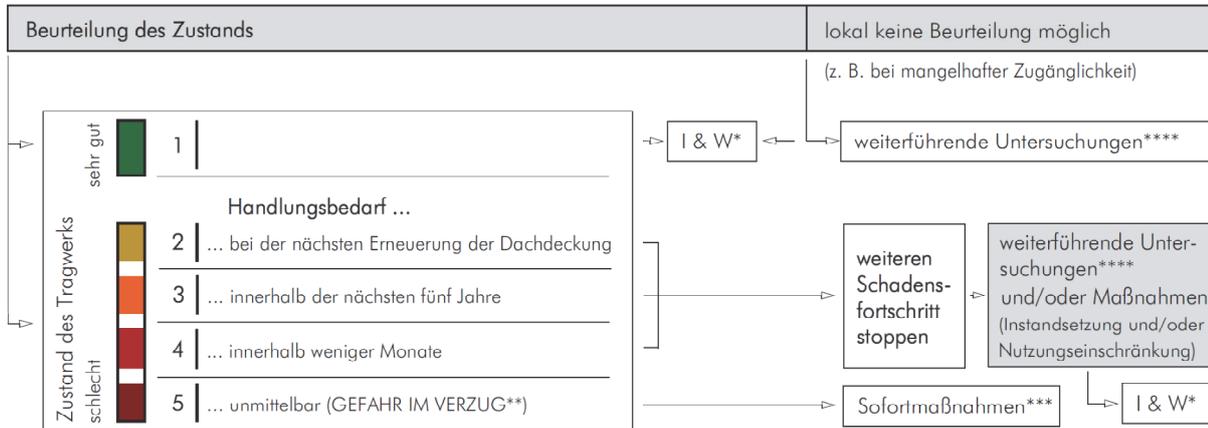


Abb. 79 Beurteilungsschema als Schulnotensystem und weiterführende Maßnahmen. Quelle: [18]

- * regelmäßige Inspektion und Wartung
- ** Definition: Von einer baulichen Anlage ist mit hinreichender Wahrscheinlichkeit eine Gefährdung von Menschen in absehbarer Zeit zu erwarten.
- *** z. B. Evakuierung
- **** unter „weiterführende Untersuchungen“ werden hier insbesondere baustatische Analysen verstanden.

Die Beurteilung des Zustandes hängt ab von drei Bereichen, in denen Punkte vergeben oder abgezogen werden. Insgesamt können maximal 5 Punkte vergeben werden.

Tab. 16 Beurteilungsbereiche der Zustandsbeurteilung

| | |
|---|-----------------------|
| Schadensfolgeklasse | maximal 1 Punkt |
| Tragsicherheit | maximal 4 Punkte |
| In-Situ Probelastungen (Funktionstests) | maximal 1 Punkt Abzug |

Die Schadensfolgeklasse definiert angelehnt an den EUROCODE 0 (vgl. EN 1990 [36]) die Wichtigkeit des Tragwerks in Bezug auf die Auswirkungen eines Schadens. Für bedeutsame Bauwerke wird maximal ein Punkt vergeben.

Der Bereich der Tragsicherheit wird anhand von festgelegten Kriterien, die in Zusammenhang mit dem Tragwerk und den Teilen des Tragwerks, der Materialqualität und der Bauhistorie stehen, beurteilt. In diesem Bereich werden maximal vier Punkte vergeben.

Weiters werden Funktionsprüfungen am Bauwerk selbst berücksichtigt, indem hier maximal ein Punkt abgezogen werden kann. Diese Funktionstests sind im Grunde außergewöhnliche Einwirkungen, die auf das Bauwerk vor kurzer Zeit gewirkt haben oder gezielt durchgeführte Belastungstests an Teilen des Tragwerks.

| 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-Probebelastungen | - 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 aufgebrachte Probebelastungen |
| 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) | |

Abb. 80 Beurteilungskriterien für das Beurteilungsschema nach MEISEL [18]

Anhand des Beurteilungsschemas werden folgende Punkte für die Seitentrakte der "Alten Technik" vergeben.

Tab. 17 Beurteilungsbogen für die Seitentrakte der "Alten Technik"

| | | |
|--|------------|--|
| Schadensfolgeklasse | 1 | Das Gebäude der "Alten Technik" ist als Universitätsgebäude der Schadensfolgeklasse CC3 zuzuordnen. |
| Tragsicherheit | | |
| [K1] Grad der statischen Unbestimmtheit | 0,25 | Durch ein gemischtes Lastabtragungssystem zwischen sparrendachartig und pfettendachartig kann ein Grad der statischen Unbestimmtheit angenommen werden. Grundsätzlich sind die Hängewerke ein statisch bestimmtes System. In Bezug auf die Robustheit soll noch erwähnt werden, dass der Bundtram auf der Mittelwand zusätzlich aufgelagert ist und zumindest einseitig eine stehende Stuhlsäulenreihe vorhanden ist. |
| [K2] Umbauten und Instandsetzungen | 0,25 | Die Regelfelder der Hängewerke sind im Originalzustand erhalten. In Sonderbereichen ist ein Ausbau von Tragwerksteilen erfolgt, der allerdings schon ein paar Jahrzehnte zurückliegt. |
| [K3] Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall) | 0,25 | An einigen wenigen Stellen sind Holzerstörungen vorhanden. An einer Stelle ist ein zerstörter Bundtramkopf zum Vorschein gekommen. Es ist nicht auszuschließen, dass auch andere Bereiche betroffen sind, jedoch ist der Großteil der Bauteile in gutem bis sehr guten Zustand. Aufgrund des sehr vereinzelt Auftretens werden nur 0,25 Punkte vergeben. |
| [K4] Verbindungs-und/ oder Stabversagen | 0,1 | Die Fersenversätze der Strebenanschlüsse weisen häufig Risse auf, die durch eine Überbelastung durch Querkräfte zu erklären sind. Allerdings sind diese Risse stark begrenzt und keine der Verbindungen hat vollständig versagt. Andere Holzverbindungen im Tragwerk weisen keine Spuren von Überbeanspruchung auf. |
| [K5] konstruktive Mängel | 0,1 | Die Hängewerke sind in einem handwerklich einwandfreien Zustand ausgeführt worden und entsprechen zweifellos dem damaligen Stand der Technik. Ein kleiner konstruktiver Mangel ist am Pfettenstoß der Mittelpfette zu bemerken, die teilweise große Verdrehungen aufweist. Statisch wirksame Stäbe sind in augenscheinlich ausreichender Dimension alle vorhanden. |
| [K6] große Verformungen und/oder Klaffungen | 0,1 | Die Verformung der Mittelpfette wurde bereits erwähnt. Die an manchen Verbindungen auftretenden Klaffungen der Verbindungen können durch Schwindvorgänge in Zusammenhang mit schrägfasrigkeit durchaus erklärt werden. Darüber hinaus konnten die Anschlüsse die bisherigen Belastungen ohne sichtbare Überbeanspruchung überstehen. |
| [K7] Verschlechterungstendenz | 0 | Eine Verschlechterungstendenz ist derzeit nicht ersichtlich. Durch den Dachausbau wird das alte Dachwerk in Zukunft aber ohnehin vor neue Herausforderungen gestellt. |
| In-Situ Probelastungen | 0 | Es wurden keine In-Situ-Probelastungen durchgeführt. |
| SUMME | 2,1 | Der Zustand des Dachwerks kann als GUT bezeichnet werden. |

Das Dachwerk ist insgesamt in einem guten Zustand, wobei großen Teilen davon auch ein sehr guter Zustand attestiert werden kann.

II-4 VORGEHENSWEISE BEI DER STATISCHEN ANALYSE

Als Resultat der Bestandserfassung und der vorangegangenen Zustandsbeurteilung mit dem vorliegenden Ergebnis werden weiterführende Maßnahmen und hier im Besonderen eine eingehende baustatische Analyse vorgeschlagen.

Durch den Dachausbau im West- und Osttrakt der "Alten Technik" wurde eine statische Analyse im Rahmen des Umbaus ohnehin unumgänglich. In dieser Arbeit soll aber auch rückblickend auf den ursprünglichen Zustand des Dachwerks vor dem Dachausbau eingegangen werden. Folglich wird unabhängig vom derzeitigen Zustand der Begriff "Bestand" auf die Situation vor dem Dachausbau bezogen.

Ziel der baustatischen Analyse soll eine Vergleichsrechnung zwischen Bestandssituation und ausgebautem Dachgeschoß sein, um im Besonderen die Veränderungen der Bauteilausnutzungen und der Knotenbelastungen zu erhalten.

Mit Hilfe der Modellierung und Berechnung soll auch die Tragwirkung des Gesamtsystems verstanden werden.

Die Vorgehensweise wird folgendermaßen festgelegt:

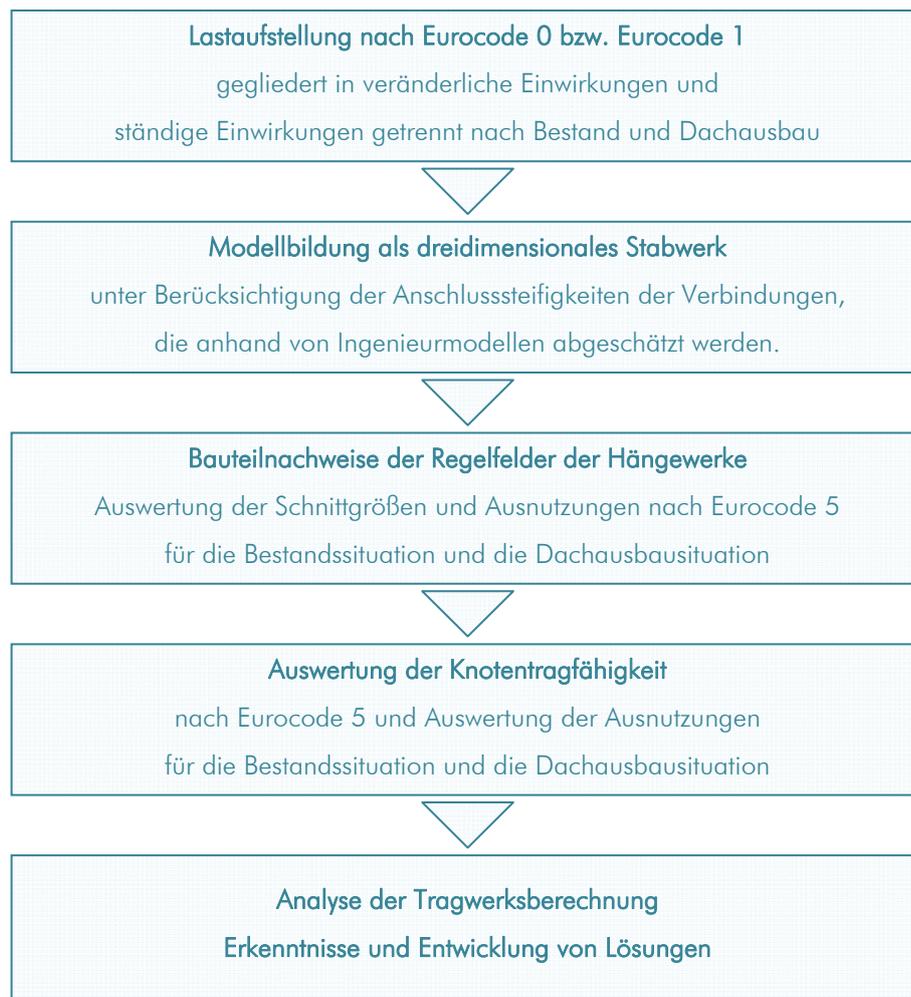


Abb. 81 Vorgehensweise bei der baustatischen Analyse

II-5 LASTAUFSTELLUNGEN

II-5.1 STÄNDIGE EINWIRKUNGEN

II-5.1.1 Baustoffe

Nachfolgend ist für einige wichtige Baustoffe die Wichte aufgeführt. Sollten im Rahmen der statischen Berechnungen noch Werte für weitere Baustoffe benötigt werden, werden diese an der betreffenden Stelle angegeben.

Tab. 18 Wichten der Baustoffe

| | |
|--|---|
| Weichholz (ÖNORM B 1991-1-1, Anhang A) | $\gamma_{\text{Holz}} = 5,5 \text{ kN/m}^3$ |
| Holz C24 (ÖNORM EN 1991-1-1, Anhang A) | $\gamma_{\text{Holz}} = 4,2 \text{ kN/m}^3$ |
| Holz C30 (ÖNORM EN 1991-1-1, Anhang A) | $\gamma_{\text{Holz}} = 4,6 \text{ kN/m}^3$ |
| Mauerwerk, Vollziegel + Mörtel + Putz, ca. | $\gamma_{\text{MWK}} = 20 \text{ kN/m}^3$ |
| Stahl (ÖNORM B 1991-1-1, Anhang A) | $\gamma_{\text{Stahl}} = 78,5 \text{ kN/m}^3$ |

Die Werte für Holz werden grundsätzlich aus dem Österreichischen Nationalen Anhang des EUROCODE 1 für Nadelholz (vgl. ÖNORM B 1991-1-1 [37], Anhang A) entnommen ($\gamma_{\text{Holz}} = 5,5 \text{ kN/m}^3$). Die Angaben im EUROCODE 1 (vgl. ÖNORM EN 1991-1-1 [38]) sind nach Festigkeitsklasse gestaffelt. Sollte das Eigengewicht günstig wirken, könnte der niedrigere Wert von $\gamma_{\text{Holz}} = 4,2 \text{ kN/m}^3$ angesetzt werden, dies wird hier jedoch nicht angewendet.

II-5.1.2 Dachaufbau Bestand

Tab. 19 Dachaufbau Bestand

| | <i>Schicht</i> | <i>Stärke</i> [cm] | γ_1 | | γ_2 | | γ_{ges} [kN/m ³] | <i>Last</i> [kN/m ²] |
|---|-------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|----------------------|---------------------------------------|----------------------|--|-------------------------------------|
| | | | <i>Anteil</i> [kN/m ³] | <i>Anteil</i> [%] | <i>Anteil</i> [kN/m ³] | <i>Anteil</i> [%] | | |
| 1 | Eternit-Doppeldeckung | 1,0 | | | | | - | 0,25 |
| 2 | Lattung ca. 4/5, e~20cm, dazw. Luft | 4,0 | 5,5 | 25 | 0,0 | 75 | 1,38 | 0,05 |
| | Summe Aufbau | 4,0 | | | | | | 0,30 |
| 3 | Sparren 14/16, e~100cm, dazw. Luft | 16,0 | 5,5 | 14 | 0,0 | 86 | 0,77 | 0,12 |
| | Summe Gesamt | 20,0 | | | | | | 0,42 |

Die Eigenlasten der tragenden Bauteile (Sparren) werden über das Berechnungsprogramm automatisch ermittelt.

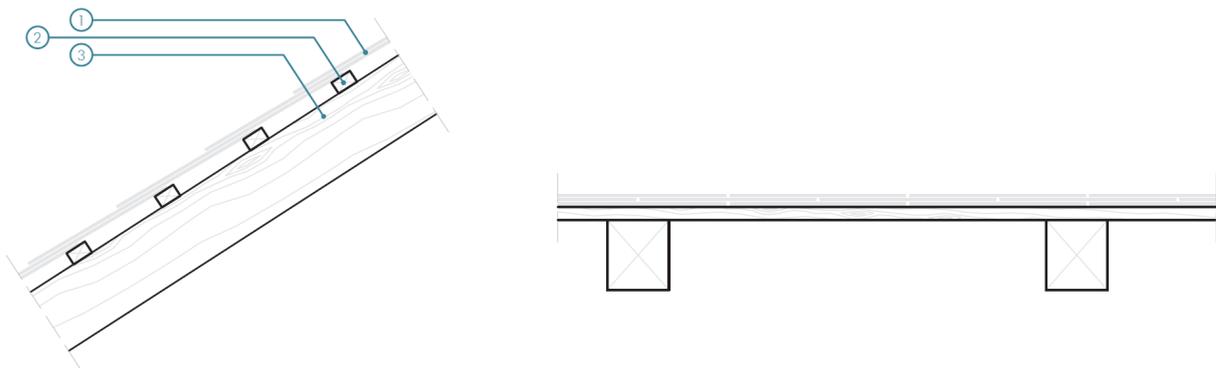


Abb. 82 Dachaufbau Bestand.

II-5.1.3 Dachaufbau Ausbau

Tab. 20 Dachaufbau Ausbau

| Schicht | Stärke [cm] | γ_1 | | γ_2 | | γ_{ges} [kN/m ³] | Last [kN/m ²] | |
|---|----------------|-----------------------------|---------------|------------|----|--|------------------------------|-------|
| | | Anteil [%] | Anteil [%] | | | | | |
| 1 Eternitdeckung | 1,0 | | | | | - | 0,25 | |
| 2 Lattung 3/5; e=24cm | 3,0 | 5,5 | 21 | 0,0 | 79 | 1,16 | 0,03 | |
| 3 Konterlattung 5/8, dazw. Luft | 5,0 | 5,5 | 8 | 0,0 | 92 | 0,44 | 0,02 | |
| 4 Unterdachbahn | - | | | | | | - | |
| 5 Dachschalung | 2,4 | | | | | 5,50 | 0,13 | |
| 6 Sparren ca.14/16; e ≈ 100cm | 16,0 | 5,5 | 20 | | | 1,10 | 0,12 | |
| dazw. WD-Mineralwolle | | | | 1,0 | 80 | 0,80 | 0,13 | |
| 7 Sparrenverstärkung ca.6/26; e ≈ 100cm | | 5,5 | 6 | | | 0,33 | 0,09 | |
| dazw. WD-Mineralwolle | 10,0 | | | 1,0 | 94 | 0,94 | 0,09 | |
| 8 Dampfbremse | - | | | | | | - | |
| 9 Streuschalung 70% | 2,4 | 5,5 | 70 | 0,0 | 30 | 3,85 | 0,09 | |
| 10 Beplankung 2 x GKF | 2,5 | | | | | 10,00 | 0,25 | |
| Summe | 42,3 | | | | | | 1,20 | |
| | | nichttragende Bauteile | | | | | | ~1,10 |
| | | tragende Bauteile (Sparren) | | | | | | 0,12 |

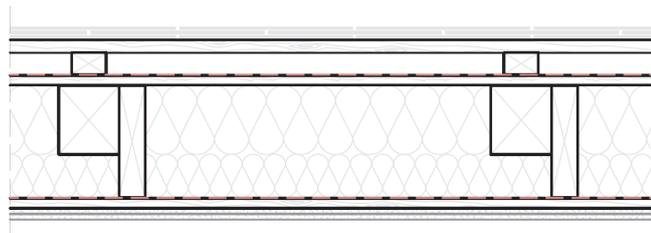
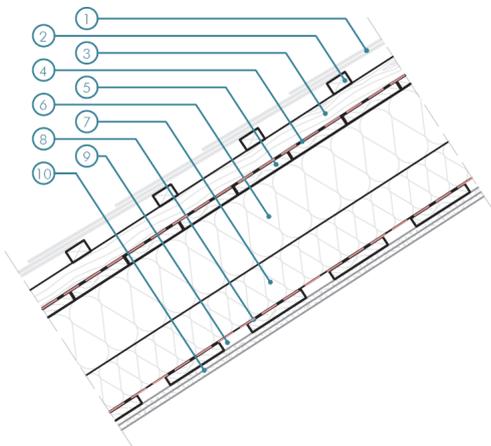


Abb. 83 Dachaufbau Ausbau

II-5.2 VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN

Als veränderliche Einwirkungen werden hier nur die Wind- und Schneelasten als maßgebende Einflussgrößen betrachtet. Die Nutzlast für betretbare Dächer nach ÖNORMEN 1991-1-1 [38], Abs. 6.3.4.2 wird als nicht maßgebend gewertet und vernachlässigt, da die Schneelast größer als die Nutzlast ist und dafür ebenfalls eine asymmetrische Laststellung untersucht wird.

II-5.2.1 Schneelasten

Die Schneelast wird nach ÖNORMEN 1991-1-3 [40], Abs. 5.3.3 und den dazugehörigen nationalen Festlegungen nach ÖNORM B 1991-1-3 [39] ermittelt.

| | | |
|---|--------------------------------|--|
| $s_i = s_k \cdot C_t \cdot C_e \cdot \mu_i$ | = <u>1,32 kN/m²</u> | ... Schneelast am Dach |
| $s_k =$ | = 1,65 kN/m ² | ... Charakteristischer Wert der Schneelast für Graz; Seehöhe 370m, Schneelastzone 2 |
| $C_t =$ | = 1,0 | ... Temperaturkoeffizient |
| $C_e =$ | = 1,0 | ... Umgebungskoeffizient |
| $\mu_i =$ | = 0,8 | ... Formbeiwert Schnee wird durch Schneegitter am Abgleiten gehindert. |

Folgende Laststellungen müssen untersucht werden:

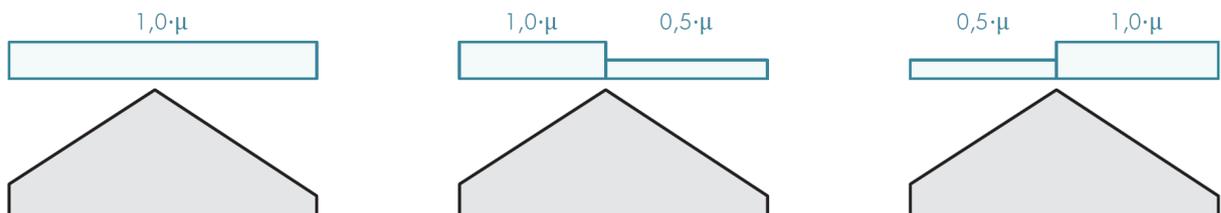


Abb. 84 Laststellungen der Schneelast auf Satteldächer lt. ÖNORM EN 1991-1-3 [40]

II-5.2.2 Windlasten

Die Windlasten werden nach ÖNORMEN 1991-1-4 [42] und dem dazugehörigen Nationalen Anhang ÖNORM B 1991-1-4 [41] für ein Satteldach ermittelt. Die Windlasten sind unabhängig vom ausgebauten bzw. unausgebauten Dachgeschoß. Als Vereinfachung wird auch der Windinnendruck beim unausgebauten Dachgeschoß in gleicher Höhe angesetzt.

$$q_{p(z)} = \left[1,2 \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{0,38} \right] \cdot q_{b,0} = 0,41 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{ Böhengeschwindigkeitsdruck für Geländekategorie IV (Innenstadtlage)}$$

$$q_{b,0} = 0,26 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{ Basisgeschwindigkeitsdruck für Graz lt. ÖNORM B 1991-1-4, Anhang A}$$

$$z = \approx 20 \text{ m} \quad \dots \text{ Gebäudehöhe}$$

$$w_e = q_{p(z)} \cdot c_{pe,10} \quad \dots \text{ Außenwinddruck}$$

$$c_{pe,10} = \quad \dots \text{ Außendruckbeiwerte für Satteldächer}$$

$$c_{pi} = \quad \dots \text{ Innendruckbeiwerte für Satteldächer}$$

Außendruckbeiwerte und Außenwinddruck bei Anströmrichtung quer zum First

Aufgrund der Geometrie des Daches werden für die Berechnung die Bereiche G, H, I und J herangezogen.

Die Dachneigung beträgt 33° , die dazugehörigen Werte werden interpoliert.

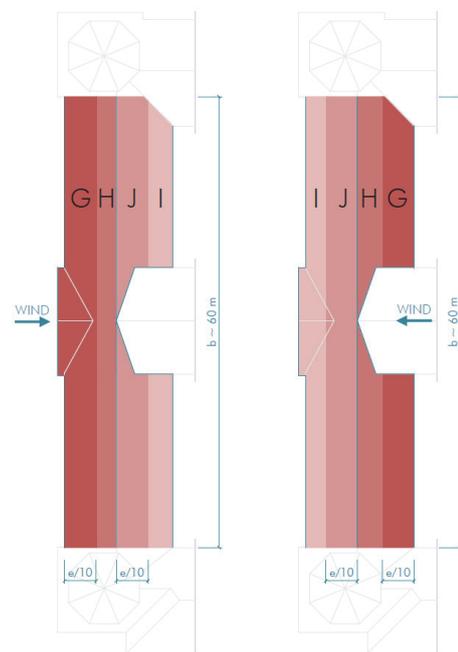
$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{60\text{m}; 2 \cdot 20\text{m}\} = 40 \text{ m}$$

$$b \approx 60 \text{ m} \quad \dots \text{ Länge quer zur Anströmrichtung}$$

$$h \approx 20 \text{ m} \quad \dots \text{ Höhe des Gebäudes}$$

Tab. 21 Außendruckbeiwerte und Außenwinddruck, Anströmrichtung quer zum First

| $c_{pe,10}$ | | | | | | | | |
|---|---------------------------|-------|-------|-------|-----------------------------|------|------|------|
| | minimale Werte | | | | maximale Werte | | | |
| α | 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 |
| 33 | -0,4 | -0,2 | -0,4 | -0,5 | 0,7 | 0,4 | 0,0 | 0,0 |
| 45 | 0,0 | 0,0 | -0,2 | -0,3 | 0,7 | 0,6 | 0,0 | 0,0 |
| $w_e = q_p(z) \cdot c_{pe,10}$ mit $q_p(20) = 0,41 \text{ kN/m}^2$ | | | | | | | | |
| | Windsog $[\text{kN/m}^2]$ | | | | Winddruck $[\text{kN/m}^2]$ | | | |
| α | G | H | I | J | G | H | I | J |
| 33 | -0,16 | -0,07 | -0,15 | -0,19 | 0,29 | 0,18 | 0,00 | 0,00 |



Außendruckbeiwerte und Außenwinddruck bei Anströmrichtung längs zum First

$e = \min\{b; 2h\} = \min\{14m; 2 \cdot 20m\} = 14 m$

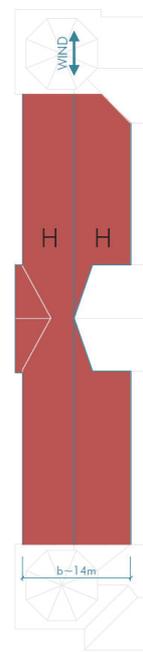
$b \approx 14m$... Länge quer zur Anströmrichtung

$h \approx 20m$... Höhe des Gebäudes

Im Lastfall "Wind längs zur Firstrichtung" wird auf eine Zoneneinteilung verzichtet. Die gesamte Dachfläche wird der Zone H zugeordnet. Aufgrund der Geometrie des Daches ist die Einflusslänge für Zone F bzw. G lediglich 1,4m lang (=e/10). Der Bereich H wird im Normalfall für die halbe Dachfläche verwendet, auf der sicheren Seite liegend wird er jedoch über die ganze Dachfläche angesetzt.

Tab. 22 Außendruckbeiwerte und Außenwinddruck, Anströmrichtung längs zum First

| $c_{pe,10}$ | | | | |
|---|-------|-------|-------|-------|
| minimale Werte | | | | |
| α | F | G | H | I |
| 30 | -1,1 | -1,4 | -0,8 | -0,5 |
| 33 | -1,1 | -1,4 | -0,8 | -0,5 |
| 45 | -1,1 | -1,2 | -0,8 | -0,5 |
| $w_e = q_p(z) \cdot c_{pe,10}$ mit $q_p(20) = 0,41 \text{ kN/m}^2$ | | | | |
| Windsog parallel [kN/m^2] | | | | |
| α | F | G | H | I |
| 33 | -0,45 | -0,56 | -0,33 | -0,21 |



Innendruckbeiwerte

Nach der ÖNORM EN 1994-1-4 [42], Abs. 7.2.9 kann der Innendruckbeiwert für Wohn- und Bürogebäude folgend angenommen werden:

$w_i = q_{p(z)} \cdot c_{pi}$... Innenwinddruck

$c_{pi,max} = +0,2$... Innenwinddruckbeiwert Maximum (Druck)

$c_{pi,min} = -0,3$... Innenwinddruckbeiwert Minimum (Sog)

$w_{i,max} = 0,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,2 = 0,08 \text{ kN/m}^2$... Winddruck Innen

$w_{i,min} = 0,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (-0,3) = -0,12 \text{ kN/m}^2$... Windsog Innen

II-5.3 ERDBEBEN

Für die Bemessungssituation Erdbeben wird näherungsweise das Gebäude der Alten Technik über alle Geschoße betrachtet, wobei als Vereinfachung auf einen Nachweis des Mauerwerks verzichtet wird.

Ziel ist es, eine Erdbebeneinwirkung als statische Ersatzlast für die Holzkonstruktion des Dachwerks zu definieren.

Die Einwirkung wird nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren nach ÖNORMEN 1998-1 [47] berechnet. Dabei wird als Vereinfachung nur der Westtrakt des Gebäudes in der Berechnung berücksichtigt und die Aufteilung der Erdbebenkräfte erfolgt nach einer angenommenen Grundeigenform, die linear mit der Höhe zunimmt.

II-5.3.1 Erdbebeneinwirkung

Folgende Annahmen werden für die Einflussparameter angenommen:

| | | |
|-------------------------------|-----------------------|---|
| Bedeutungskategorie: | III | |
| $\gamma =$ | 1,2 | ... Bedeutungsbeiwert |
| $a_{gR} =$ | 0,47 m/s ² | ... Referenzbodenbeschleunigung, Standort GRAZ nach Anhang A des nationalen Anwendungsdokumentes des EUROCODE 8 [46]. |
| $a_g = \gamma \cdot a_{gR} =$ | 0,56 m/s ² | ... horizontale Bodenbeschleunigung |
| Baugrundklasse: | C | ... Annahme |
| $S =$ | 1,15 | ... Bodenparameter |

Als maßgebende Periode T des Systems wird der ungünstigste Fall im Antwortspektrum $T_B \leq T \leq T_C$ angenommen .

| | | |
|--|-----------------------|--------------------------------------|
| $S_{d(T)} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} =$ | 1,07 m/s ² | ... Ordinate des Bemessungsspektrums |
| $q =$ | 1,5 | ... Verhaltensbeiwert |

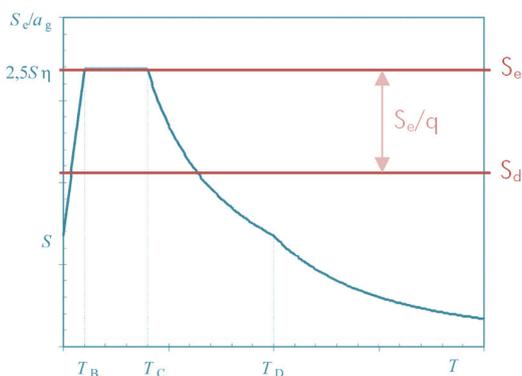


Abb. 85 Bemessungsspektrum

II-5.3.2 Erdbebensatzkraft

$$F_b = S_{d(T)} \cdot m \cdot \lambda$$

... Erdbebensatzkraft für Gesamtmasse m

$$\lambda =$$

$$0,85$$

... Korrekturbeiwert
Annahme: $T < 2T_C$

Die Erdbebensatzkraft wird hierbei näherungsweise für das gesamte Gebäude berechnet. Es wird die Masse des Gebäudes ermittelt, um die Ersatzlast des Dachtragwerks (F5) in Abhängigkeit der Massenverteilung im Gebäude zu berechnen.

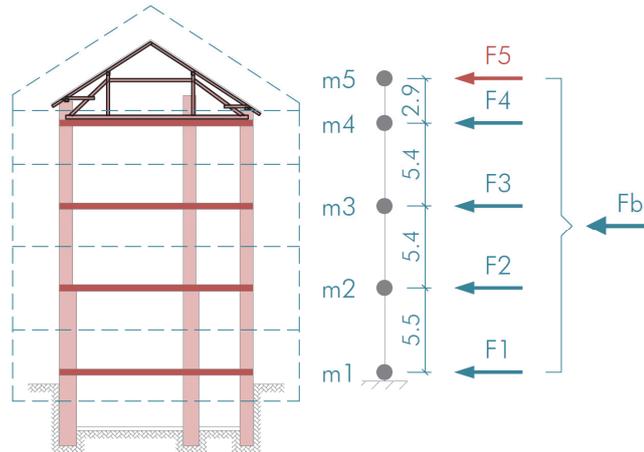


Abb. 86 Modell Massenverteilung

Massenermittlung

Im Zuge der Massenermittlung werden die Fälle im unausgebauten und im ausgebauten Zustand betrachtet.

Annahmen für die Massenermittlung:

Tab. 23 Annahmen für die Lastermittlung

| Ständige Lasten | | | |
|--|------------------------|----------------|-----------------------|
| Decken über KG bis über 1.OG | | | 3,0 kN/m ² |
| Tramdecken, Beschüttung, Belag, (teilweise Gewölbedecke) | | | |
| Decke über 2.OG | | | 3,5 kN/m ² |
| Doppelbaumdecke, Beschüttung, Ziegel | | | |
| Dach Bestand (auf projizierte Fläche bezogen, Dachneigung 33°) | | | 0,7 kN/m ² |
| Fußbodenkonstruktion NEU | | | 1,0 kN/m ² |
| Dachausbau NEU (auf projizierte Fläche bezogen) | | | 1,0 kN/m ² |
| Wände | | | nach Dicke |
| Mauerwerk, $\rho = 18\text{kN/m}^3$ | | | |
| Quasi ständige veränderliche Lasten | | | |
| Dachgeschoß | $q = 1,0\text{kN/m}^2$ | $\psi_2 = 0,3$ | 0,3 kN/m ² |
| Dachgeschoß NEU | $q = 4,0\text{kN/m}^2$ | $\psi_2 = 0,6$ | 2,4 kN/m ² |
| UG - 2OG | $q = 4,0\text{kN/m}^2$ | $\psi_2 = 0,6$ | 2,4 kN/m ² |

In die Massenermittlung wird der Westtrakt des Gebäudes einbezogen. In der Abbildung ist exemplarisch das 2. OG dargestellt. Die berücksichtigte Fläche beträgt hier 624m².

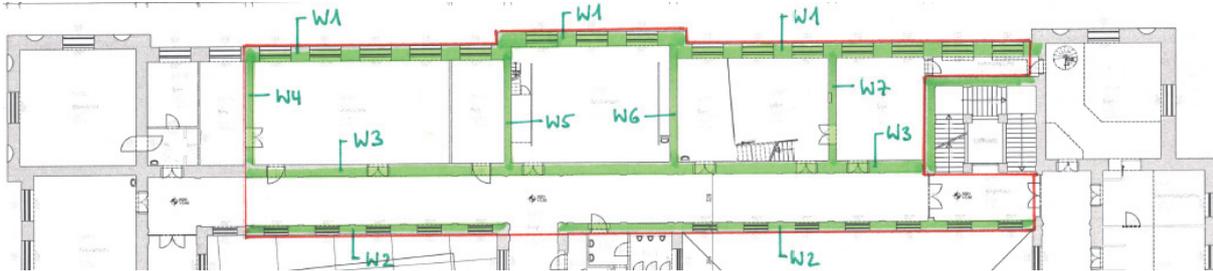


Abb. 87 Massenermittlung, 2.OG

| Massenpunkt | Höhe | Masse [kg] | Massenanteile | [kg] |
|-----------------|---------|-------------|------------------------|-----------|
| m5 | z=20m | 43 680 | Dachgeschoß | 43 680 |
| m5 NEU | z=20m | 106 080 | Dachgeschoß mit Ausbau | 106 080 |
| m4 | z=16,3m | 1 003 942,5 | Dach FB + NL | 490 920,9 |
| | | | 0,5 * Wände 2OG | 513 021,6 |
| m4 NEU | z=16,3m | 1 168 154,1 | Dach FB + NL | 655 132,5 |
| | | | 0,5 * Wände 2OG | 513 021,6 |
| m3 | z=10,9m | 821 793,6 | 0,5 * Wände 2OG | 513 021,6 |
| | | | Decke + NL | 336 960 |
| | | | 0,5 * Wände 1OG | 484 833,6 |
| m2 | z=5,5m | 937 890 | 0,5 * Wände 1OG | 484 833,6 |
| | | | Decke + NL | 336 960 |
| m1 | z=0m | 929 520 | 0,5 * Wände EG | 600 930 |
| | | | Decke + NL | 336 960 |
| | | | Wände UG | 592 560 |
| Gesamtmasse | | 3 736 826,1 | = 100% | |
| Gesamtmasse NEU | | 3 963 437,7 | = 106% | |

Die Erdbebenersatzlast berechnet sich somit folgend:

Fall 1: Bestandsgebäude

$$F_b = S_{d(T)} \cdot m \cdot \lambda = 3433,6 \text{ kN} \quad \dots \text{ Erdbebenersatzkraft}$$

$$m = 3\,736\,826 \text{ kg} \quad \dots \text{ Gesamtmasse BESTAND}$$

Fall 2: Bestandsgebäude mit Dachausbau

$$F_b = S_{d(T)} \cdot m \cdot \lambda = 3641,8 \text{ kN} \quad \dots \text{ Erdbebeneersatzkraft}$$

$$m = 3\,963\,438 \text{ kg} \quad \dots \text{ Gesamtmasse BESTAND + DACHAUSBAU}$$

Aufteilung der Erdbebenkraft auf die Geschoße

Zur Ermittlung der Erbebenkraft auf die einzelnen Geschoße (Kraft F1 bis F5) wird die Grundeigenform des Gebäudes als mit der Höhe zunehmende Horizontalverschiebungen angenähert. Somit wird die Erdbebenkraft pro Geschoß folgend berechnet.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \quad \dots F_i = \text{Horizontalkräfte je Geschoß}$$

Tab. 24 Aufteilung der Erdbebenkraft auf die Geschoße

| | z [m] | Bestand | | | Bestand + Dachausbau | | | Differenz | |
|-----------|----------|-----------|---------------|---------------|----------------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|
| | | m [kg] | m*z [kg m] | F [kN] | m [kg] | m*z [kg m] | F [kN] | Δ Masse [-] | Δ Kraft [-] |
| F5 | 20 | 43 680 | 873 600 | 95,7 | 106 080 | 2 121 600 | 219,0 | 243% | 229% |
| F4 | 16,3 | 1 003 943 | 16 364 263 | 1792,1 | 1 168 154 | 19 040 912 | 1965,6 | 116% | 110% |
| F3 | 10,9 | 821 794 | 8 957 550 | 980,9 | 821 794 | 8 957 550 | 924,7 | 100% | 94% |
| F2 | 5,5 | 937 890 | 5 158 395 | 564,9 | 937 890 | 5 158 395 | 532,5 | 100% | 94% |
| F1 | 0 | 929 520 | 0 | 0,0 | 929 520 | 0 | 0,0 | 100% | 0% |
| Σ | | 3 736 826 | 31 353 808 | 3433,6 | 3 963 438 | 35 278 457 | 3641,8 | 106% | 106% |

Für das Dachtragwerk ergeben sich somit folgende auf die Fläche bezogene Ersatzlasten (Kraft F5):

Fall 1: Bestandsgebäude

$$q_{EQ,h} = \frac{F_{EQ,h}}{A} = \frac{95,7 \text{ kN}}{624 \text{ m}^2} = 0,153 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{ Erdbebeneersatzlast Dach}$$

Fall 2: Bestandsgebäude + Dachausbau

$$q_{EQ,h} = \frac{F_{EQ,h}}{A} = \frac{219,0 \text{ kN}}{624 \text{ m}^2} = 0,351 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{ Erdbebeneersatzlast Dach}$$

Die Erdbebenlast wird anhand der Massenverteilung bzw. dem Eigengewicht der Bauteile berücksichtigt. Im Rechenmodell wird die Last als Horizontalbeschleunigung berücksichtigt.

II-5.4 LASTFÄLLE UND LASTFALLKOMBINATIONEN

Tab. 25 Kombinationsbeiwerte nach ÖNORM EN 1990 [36] Tab. A1.1

| Veränderliche Einwirkungen | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|---|------------------|----------|---------------|
| | charakteristisch | häufig | quasi-ständig |
| Schnee- und Eislasten $Q_{k,S}$ (Orte bis NN+1000m) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| Windlasten $Q_{k,W}$ | 0,6 | 0,2 | 0,0 |

II-5.4.1 Lastfälle

Tab. 26 Definierte Lastfälle

| | |
|--|--------------------------------|
| Ständige Einwirkungen | |
| Definierte Lastfälle – Eigengewicht und Ausbaulast | |
| LF101 | Eigengewicht tragende Bauteile |
| LF102 | Ausbaulast |
| Veränderliche Einwirkungen | |
| Definierte Lastfälle – Wind außen | |
| LF201 | Wind quer (Ost), Druck |
| LF202 | Wind quer (Ost), Sog |
| LF203 | Wind quer (West), Druck |
| LF204 | Wind quer (West), Sog |
| LF205 | Wind parallel |
| Definierte Lastfälle – Wind innen | |
| LF211 | Wind innen, Sog |
| LF212 | Wind innen, Druck |
| Definierte Lastfälle – Schneelasten | |
| LF301 | Schneelast, Fall 1 (gesamt) |
| LF302 | Schneelast, Fall 2 (Ost) |
| LF303 | Schneelast, Fall 3 (West) |
| Außergewöhnliche Einwirkungen | |
| Definierte Lastfälle – Erdbebenersatzlast | |
| LF401 | Erdbeben quer zum First |
| LF402 | Erdbeben längs zum First |

II-5.4.2 Lastfallkombinationen im GZT

Es werden die folgenden Einwirkungsgruppen und Lastfallkombinationen (siehe Tab. 27 und Tab. 28) untersucht. Aufgrund der asymmetrischen Ausbildung des Tragwerks werden die Windlasten quer zum First aus beiden Richtungen betrachtet. Die Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED) und die dazugehörigen k_{mod} Beiwerte werden nach der Nationalen Festlegung des EUROCODE 5 (vgl. [44] Abs. 2.3.1.2) festgelegt.

Tab. 27 Kombinationsgruppen und Lasteinwirkungsdauer

| | Kombinationsgruppen | KLED | k_{mod} |
|-------|--|----------------|-----------|
| [1] | ständige Lasten | lang | 0,60 |
| [2.1] | ständige Lasten und Winddruck | kurz/sehr kurz | 1,00 |
| [2.2] | ständige Lasten und Windsog | kurz/sehr kurz | 1,00 |
| [3] | ständige Lasten und Schnee | kurz | 0,90 |
| [4] | ständige Lasten und Schnee und Winddruck | kurz/sehr kurz | 1,00 |
| [5] | Erdbebeneinwirkung | sehr kurz | 1,10 |

Tab. 28 Lastfallkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

| | | | | | | |
|-------|--------------|--------------|-----------------|-----------------------|--------------|-------------------------|
| [1] | 1,35 * EG | | | | | |
| LK101 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | | | | |
| [2.1] | 1,35 * EG | | 1,5 * Winddruck | | | |
| LK211 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF201 | 1,50 * LF211 | | Wind aus Ost |
| LK212 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF203 | 1,50 * LF211 | | Wind aus West |
| [2.2] | 1,00 * EG | | 1,5 * Windsog | | | |
| LK221 | 1,00 * LF101 | 1,00 * LF102 | 1,50 * LF202 | 1,50 * LF212 | | Wind aus Ost |
| LK222 | 1,00 * LF101 | 1,00 * LF102 | 1,50 * LF204 | 1,50 * LF212 | | Wind aus West |
| LK223 | 1,00 * LF101 | 1,00 * LF102 | 1,50 * LF205 | 1,50 * LF212 | | Wind parallel |
| [3] | 1,35 * EG | | 1,5 * Schnee | | | |
| LK301 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF301 | | | Schnee voll |
| LK302 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF302 | | | Schnee halb Ost |
| LK303 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF303 | | | Schnee halb West |
| [4] | 1,35 * EG | | 1,5 * Schnee | 1,5 * 0,6 * Winddruck | | |
| LK401 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF301 | 0,90 * LF201 | 0,90 * LF211 | Schnee voll, Wind Ost |
| LK402 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF301 | 0,90 * LF203 | 0,90 * LF211 | Schnee voll, Wind West |
| LK403 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF302 | 0,90 * LF201 | 0,90 * LF211 | Schnee Ost, Wind Ost |
| LK404 | 1,35 * LF101 | 1,35 * LF102 | 1,50 * LF303 | 0,90 * LF203 | 0,90 * LF211 | Schnee Ost, Wind Ost |
| [5] | 1,00 * EG | | 1,0 * EQ | | | |
| LK501 | 1,00 * LF101 | 1,00 * LF102 | 1,0 * LF401 | | | Erdbeben quer zum First |
| LK502 | 1,00 * LF101 | 1,00 * LF102 | -1,0 * LF401 | | | |
| LK503 | 1,00 * LF101 | 1,00 * LF102 | 1,0 * LF402 | | | Erdbeben parallel |
| LK504 | 1,00 * LF101 | 1,00 * LF102 | -1,0 * LF402 | | | |

II-5.4.3 Lastfallkombinationen im GZG

Die Berechnung der Verformungen nach EUROCODE 5 [45]; [44] erfolgt für die charakteristische (seltene) Lastfallkombination und die quasi ständige Lastfallkombination geometrisch linear nach Theorie I. Ordnung.

Folgende Grenzwerte sollen eingehalten werden, aufgrund der historischen Konstruktion werden je nach Erfordernis auch größere Werte möglich, wo der konstruktive Aufwand zur Begrenzung der Verformungen unwirtschaftlich hoch wäre.

| | | |
|---------------|--------------|---|
| w_{inst} | $\leq L/250$ | charakteristische Bemessungssituation |
| $w_{net,fin}$ | $\leq L/300$ | quasi-ständige Bemessungssituation mit Langzeiteinflüssen |

Elastische Anfangsdurchbiegung (w_{inst})

Charakteristische Einwirkungskombinationen ohne Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen nach [44] Abs. 7.2:

$$w_{inst} = \sum_{j \geq 1} w_{inst,G,j} + w_{inst,Q,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} w_{inst,Q,i}$$

Tab. 29 Lastfallkombinationen zur Ermittlung von w_{inst}

| | | | | | | |
|--------|-------------|-------------|-----------------|-----------------------|-------------|------------------------|
| [1] | 1,0 * EG | | | | | |
| LK2101 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | | | | |
| [2.1] | 1,0 * EG | | 1,0 * Winddruck | | | |
| LK2211 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF201 | 1,0 * LF211 | | Wind aus Ost |
| LK2212 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF203 | 1,0 * LF211 | | Wind aus West |
| [2.2] | 1,0 * EG | | 1,0 * Windsog | | | |
| LK2221 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF202 | 1,0 * LF212 | | Wind aus Ost |
| LK2222 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF204 | 1,0 * LF212 | | Wind aus West |
| LK2223 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF205 | 1,0 * LF212 | | Wind parallel |
| [3] | 1,0 * EG | | 1,0 * Schnee | | | |
| LK2301 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF301 | | | Schnee voll |
| LK2302 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF302 | | | Schnee halb Ost |
| LK2303 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF303 | | | Schnee halb West |
| [4] | 1,0 * EG | | 1,0 * Schnee | 1,0 * 0,6 * Winddruck | | |
| LK2401 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF301 | 0,6 * LF201 | 0,6 * LF211 | Schnee voll, Wind Ost |
| LK2402 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF301 | 0,6 * LF203 | 0,6 * LF211 | Schnee voll, Wind West |
| LK2403 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF302 | 0,6 * LF201 | 0,6 * LF211 | Schnee Ost, Wind Ost |
| LK2404 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | 1,0 * LF303 | 0,6 * LF203 | 0,6 * LF211 | Schnee West, Wind West |

Gesamte Enddurchbiegung ($w_{net,fin}$)

Quasi-ständige Einwirkungskombinationen inklusive Langzeiteinflüsse nach [44] Abs. 7.2:

$$w_{net,fin} = \left[\sum_{j \geq 1} w_{inst,G,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} w_{inst,Q,i} \right] \cdot (1 + k_{def})$$

$k_{def} =$ 0,60 ... Verformungsbeiwert für Vollholz, Nutzungsklasse 1 vgl. [45] Tab. 3.1

Um die Einflüsse der Langzeiteinwirkungen (Kriechen) zu berücksichtigen werden bei der Berechnung im EDV-Programm die Steifigkeitskennwerte der Holzbauteile in den jeweiligen Lastkombinationen entsprechend abgemindert und somit direkt ausgegeben.

$E_{red} = \frac{E_{mean}}{1+k_{def}}$... Reduzierter E-Modul für quasi-ständige Lastkombinationen

Dadurch, dass die quasi-ständigen Kombinationsbeiwerte für die veränderlichen Einwirkungen Wind bzw. Schnee zu null gesetzt sind, ist lediglich die ständige Last zu berücksichtigen.

$\psi_{2,i} =$ 0,0 ... Kombinationsbeiwert ist für Schnee- und Windlasten jeweils 0.

Tab. 30 Lastfallkombinationen zur Ermittlung von $w_{net,fin}$

| | | | |
|--------|-------------|-------------|--|
| [1] | 1,0 * EG | | |
| LK3101 | 1,0 * LF101 | 1,0 * LF102 | |

II-6 MODELLBILDUNG ALS DREIDIMENSIONALES STABWERK

Für die Schnittkraftermittlung wird ein räumliches Modell mittels der Stabstatik-Software RSTAB, Version 8.07 der Firma Dlubal [63] erstellt. Es wird ausschließlich die Haupttragkonstruktion berücksichtigt, d.h. die Dachlattung bzw. Schalung wird im Modell nicht berücksichtigt. Ein zu berücksichtigendes Element der Modellbildung sind jedoch die Nachgiebigkeiten der Holzverbindungen und die Anschlusssteifigkeiten an die Unterkonstruktion (vgl. [18] S.58; [8] S.99; [45] Abs. 5.1). Des Weiteren werden auch die Anschlusszentritäten der Holzverbindungen berücksichtigt. Auf diese Themen wird in diesem Abschnitt daher auch genauer eingegangen.

Als Vereinfachung wird aufgrund der zum größten Teil symmetrischen Ausbildung von Ost- und Westtrakt nur der Westtrakt abgebildet.

II-6.1 GEOMETRIE

Im Rahmen der Arbeit wird das statische Modell auf den Tragwerksteil zwischen den Brandwänden beschränkt. In der Definition der Bereiche nach Abb. 31 unter Abschnitt II-3.1 betrifft dies die Bereiche II, III und IV des Westtraktes. Grund dafür ist die gut zu definierende Abgrenzung des Tragwerks, da dieses an den Brandwänden vollständig unterbrochen wird. Als Reduktion im Rahmen dieser Arbeit wird der Stiegenhausbereich mit seiner abweichenden Geometrie nicht berücksichtigt.

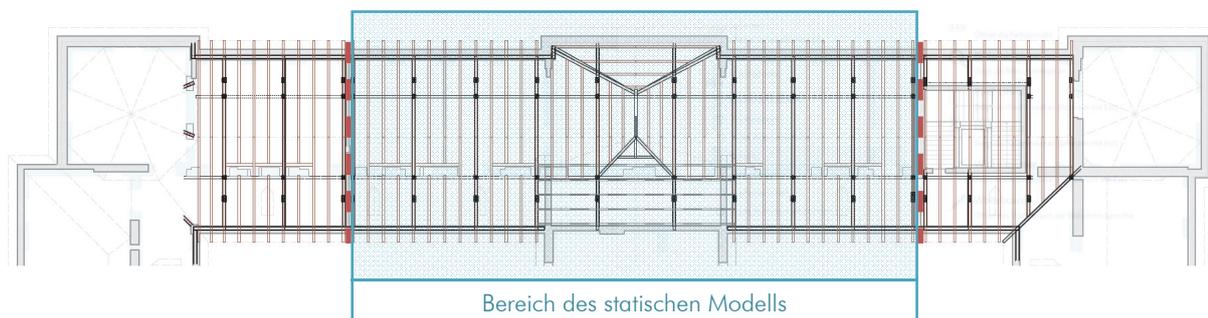


Abb. 88 Umfang des statischen Modells

Nach den Festlegungen in Abschnitt II-3.1 umfasst das statische Modell die Achsen 4 bis 13.

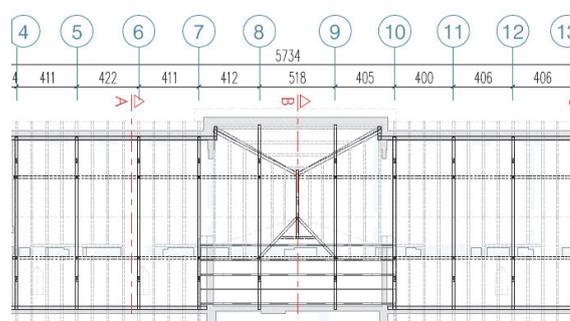


Abb. 89 Achsbezeichnungen im statischen Modell

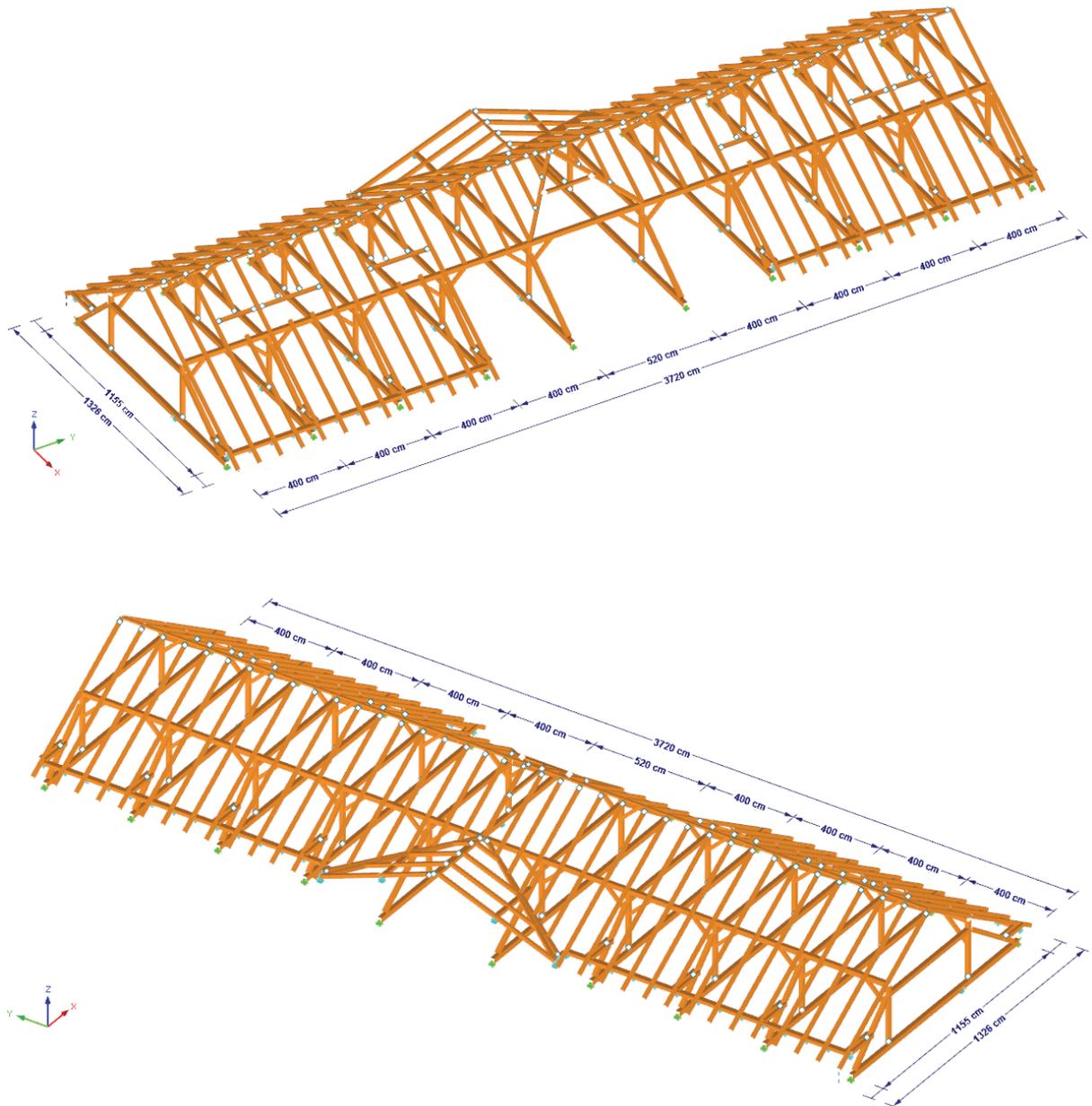


Abb. 90 Isometrische Ansicht und Abmessungen des statischen Modells.
Oben: Ansicht aus Süd-Ost; Unten: Ansicht aus Süd-West

II-6.2 VERBINDUNGEN

In weiterer Folge werden die wichtigsten Verbindungen der Hängewerke und der Stuhlwände exemplarisch näher betrachtet. Dem Stand der Technik entsprechend wird auf die Steifigkeitseigenschaften der zimmermannsmäßigen Verbindungen in der Modellbildung Beachtung geschenkt, da die Schnittkraftermittlung im statisch unbestimmten System des Dachtragwerks von der Steifigkeit der Anschlüsse abhängig ist. Dabei werden die Steifigkeiten über ingenieurmäßige Modelle nach MEISEL [18] ermittelt.

Da die zimmermannsmäßigen Verbindungen die Kräfte zwischen den Bauteilen häufig über Druck quer oder schräg zur Faser übertragen werden und aufgrund der Anisotropie des Holzes in dieser Belastungsrichtung der E-Modul gering ist, wird davon ausgegangen, dass der Einfluss dieses Effektes auf die Steifigkeiten der Verbindungen maßgebend ist.

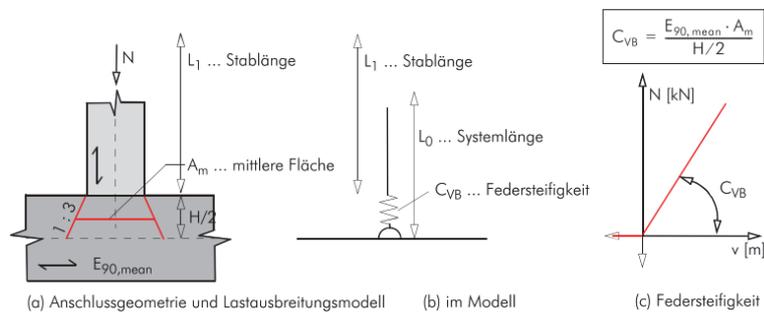


Abb. 91 Ingenieurmodell zur Ermittlung der Verbindungssteifigkeit. Quelle: [17] S.118

Als Vereinfachung werden hier die wichtigsten Verbindungen der Regelbereiche betrachtet. Für den Gaupenbereich im Mittelteil werden die Werte der Steifigkeiten aufgrund der jeweiligen Verbindungsausbildung angenommen. Wie in der Literatur (z.B. [18] S.87) angegeben, können diese Vereinfachungen toleriert werden, da bei der Modellbildung von historischen Dachwerken die Unsicherheiten im Allgemeinen relativ groß sind. Dies betrifft z.B. die Ungenauigkeiten in der Geometrierhebung wie auch das Umsetzen der realen Geometrie in das Stabwerksprogramm.

Weiters wird auch die Exzentrizität der Kraftübertragung in den Verbindungen im Stabmodell durch starre Exzenterstäbe berücksichtigt.

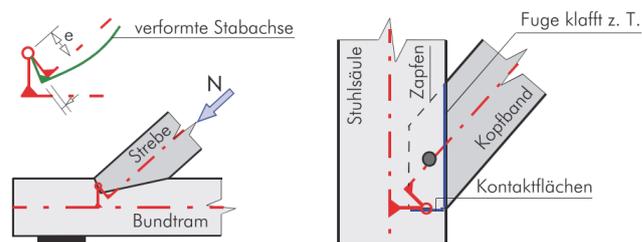


Abb. 92 Exzentrizität der Stabanschlüsse. Quelle: [18] S.63

Eine übersichtliche Darstellung der Verbindungssteifigkeiten von Holzverbindungen wird von MEISEL (vgl. [18] S.88) geliefert:

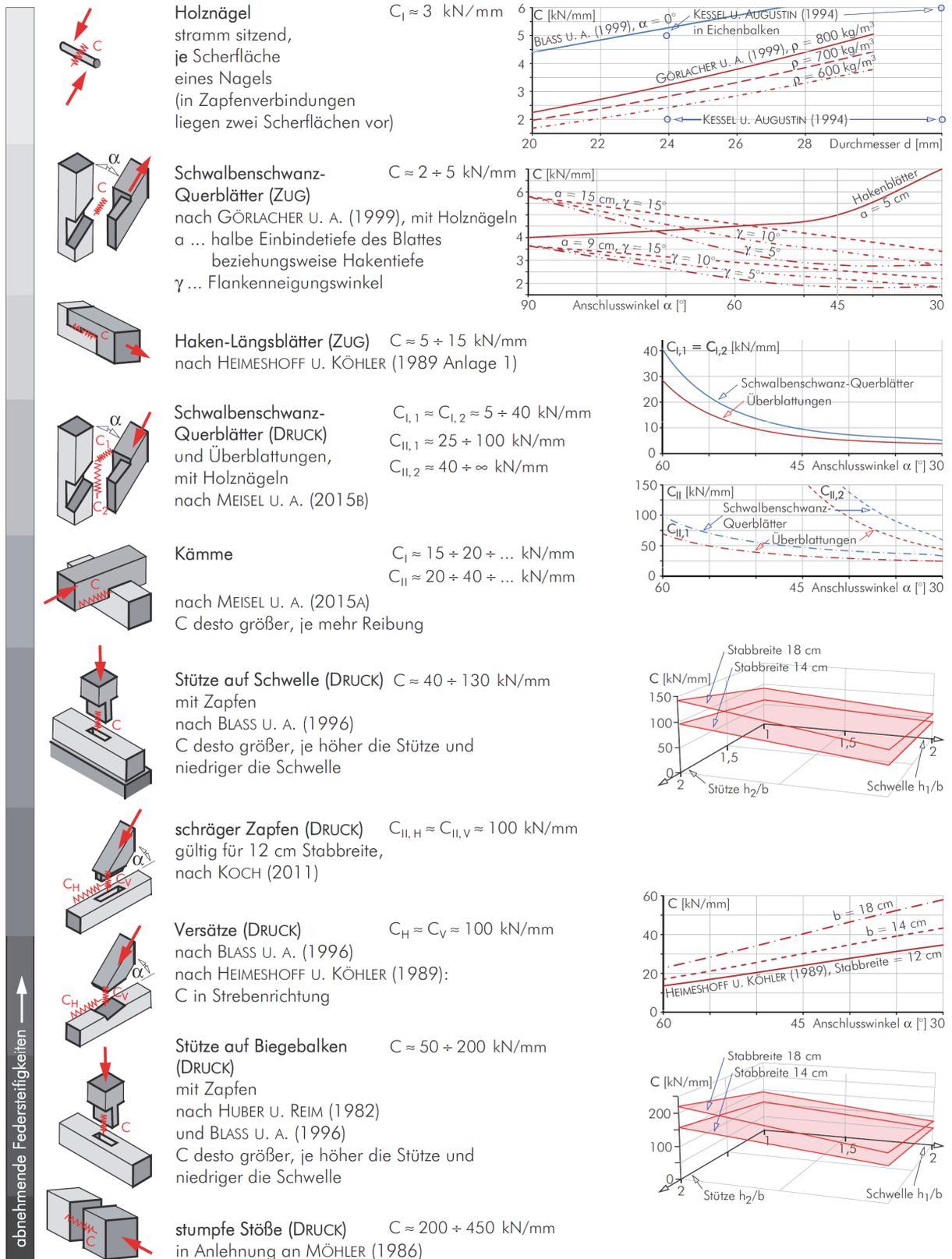


Abb. 93 Zusammenfassung der Verbindungssteifigkeiten von Holzverbindungen. Quelle: [18] S.88

II-6.2.1 Verbindungen des Tragwerks im Regelschnitt

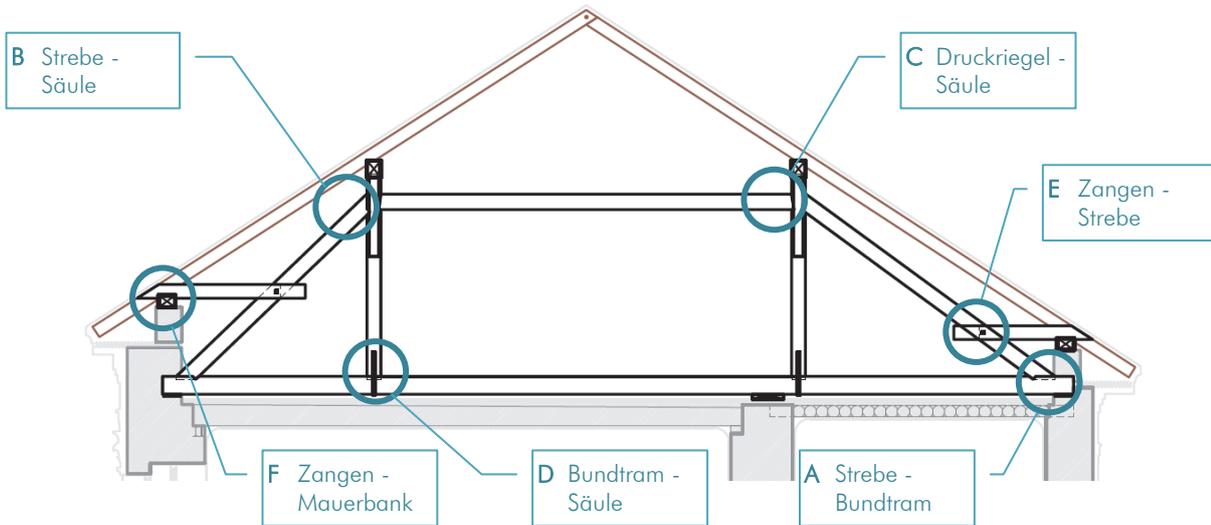


Abb. 94 Verbindungen der Hängewerke

Tab. 31 Verbindungen im Hängewerk

| Nr. | Bauteile | Verbindung |
|-----|---------------------|--------------------------|
| A | Strebe – Bundtram | Fersenversatz mit Zapfen |
| B | Strebe – Säule | Fersenversatz mit Zapfen |
| C | Druckriegel – Säule | Riegelzapfen |
| D | Bundtram – Säule | Zapfen und Hängeeisen |
| E | Zangen – Strebe | Verkämmung und Bolzen |
| F | Zangen – Mauerbank | Mittelkamm und Bolzen |

Folgend werden die Abmessungen der Verbindungen und die Ermittlung der jeweiligen Nachgiebigkeiten dargestellt. Unterstrichene Werte der Bauteilabmessungen in den Skizzen bezeichnen jeweils die Abmessung der sichtbaren Bauteilabmessung.

Außerdem sind die modellierten Stäbe in roter Farbe eingezeichnet, Exzenterstäbe sind strichliert dargestellt und die Auflager und Gelenke an der jeweils modellierten Stelle eingetragen.

A Strebe – Bundtram: Fersenversatz mit Zapfen

Die Strebe ist an den Bundtram mit einem Fersenversatz und mittigem Zapfen angeschlossen.

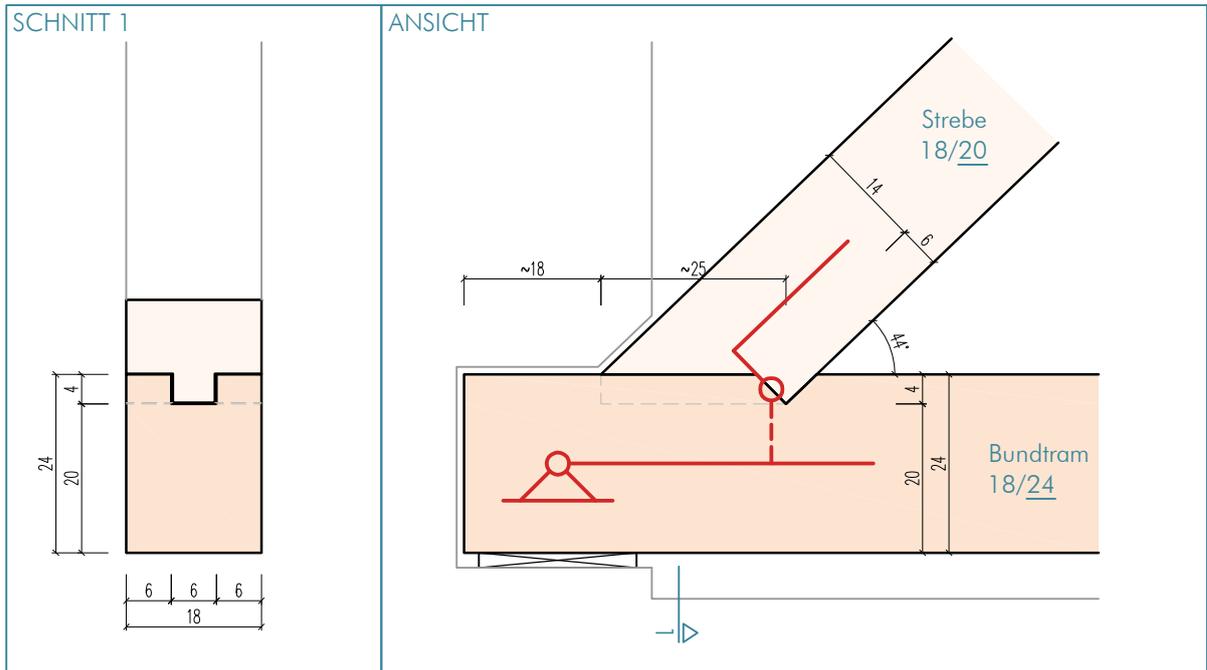


Abb. 95 Verbindungsgeometrie und Modellierung der Verbindung Strebe – Bundtram

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit parallel zur Strebenachse

Fersenversatz mit Zapfen

Die Druckkraft in der Strebe wird über Druck in einem Winkel zur Faser übertragen. Es wird die Steifigkeit für eine Strebenneigung von 44° ermittelt, die der Neigung der Strebe auf der Straßenseite entspricht.

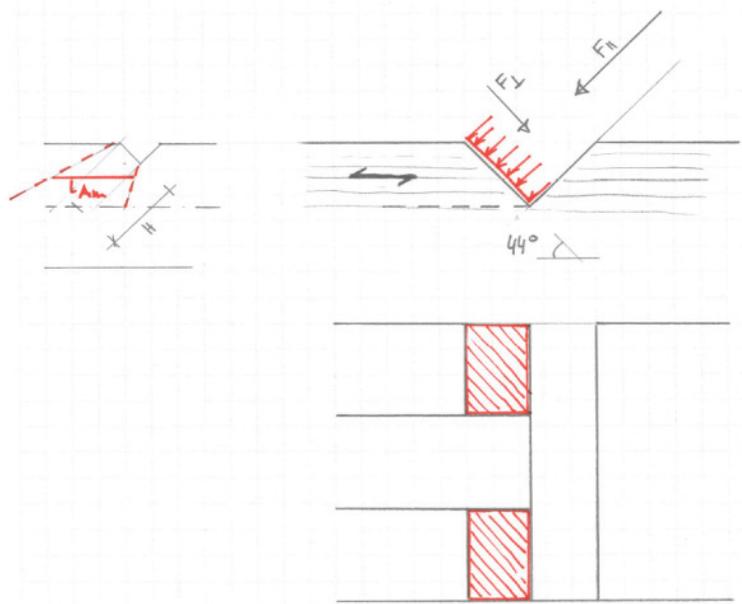


Abb. 96 Geometrie zur Ermittlung der Steifigkeit parallel zur Strebenachse

$$C_{\parallel} = \frac{E_{\alpha, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 657 \text{ kN/cm} \cong 66\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{\alpha, \text{mean}} = \frac{E_0 \cdot E_{90}}{E_0 \cdot \sin^3(\alpha) + E_{90} \cdot \cos^3(\alpha)} = 106,4 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls in einem Winkel zur Faser}$$

$$\alpha = 44^\circ \quad \dots \text{ Winkel}$$

$$E_0 = E_{0, \text{mean}} = 1100 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls parallel zur Faser (C24)}$$

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 216 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = 18 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone}$$

$$B_{Am} = 2 \cdot 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone}$$

$$H = 35 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone im Auflagerbereich}$$

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit quer zur Strebenachse

Es wird unterschieden, ob die Kraft nach innen gerichtet ist, oder nach außen hin wirkt, d.h. wenn die Kraft über Reibung an der Versatzfläche übertragen wird.

Für nach innen wirkende Kräfte wird die Steifigkeit des Versatzes mit voller Breite und bei Druck in einem Winkel von 46° zur Faser herangezogen.

$$C_{L, \text{innen}} = \frac{E_{\alpha, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 1430 \text{ kN/cm} \cong 143\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{\alpha, \text{mean}} = \frac{E_0 \cdot E_{90}}{E_0 \cdot \sin^3(\alpha) + E_{90} \cdot \cos^3(\alpha)} = 96,5 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls in einem Winkel zur Faser}$$

$$\alpha = 46^\circ \quad \dots \text{ Winkel}$$

$$E_0 = E_{0, \text{mean}} = 1100 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls parallel zur Faser (C24)}$$

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 252 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = 14 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone}$$

$$B_{Am} = 18 \text{ cm} \quad \dots \text{ Breite der Druckzone}$$

$$H = 17 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone}$$

Für nach außen gerichtete Kräfte wirkt aufgrund der fehlenden Verbindungssicherung die Reibungskraft in der Kontaktfläche des Fersenversatzes und aktiviert den Bundtram auf Zug in einem Winkel zur Faser.

$$C_{\perp, \text{außen}} = \frac{E_{\alpha, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 1\,158 \text{ kN/cm} \cong 115\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{\alpha, \text{mean}} = \frac{E_0 \cdot E_{90}}{E_0 \cdot \sin^3(\alpha) + E_{90} \cdot \cos^3(\alpha)} = 96,5 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{Mittelwert des E-Moduls in einem Winkel zur Faser}$$

$$\alpha = 46^\circ \quad \dots \text{Winkel}$$

$$E_0 = E_{0, \text{mean}} = 1100 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{Mittelwert des E-Moduls parallel zur Faser (C24)}$$

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 168 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = 14 \text{ cm} \quad \dots \text{Mittlere Länge der Zugzone}$$

$$B_{Am} = 2 \cdot 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \quad \dots \text{Mittlere Breite der Zugzone}$$

$$H = 14 \text{ cm} \quad \dots \text{Höhe der berücksichtigten Zugzone}$$

B Strebe – Stuhlsäule: Fersenversatz mit Zapfen

Die Strebe ist an die Stuhlsäule mit einem Fersenversatz und mittigem Zapfen angeschlossen. Die Geometrie der Verbindung ist gleich wie jene am Bundtramanschluss.

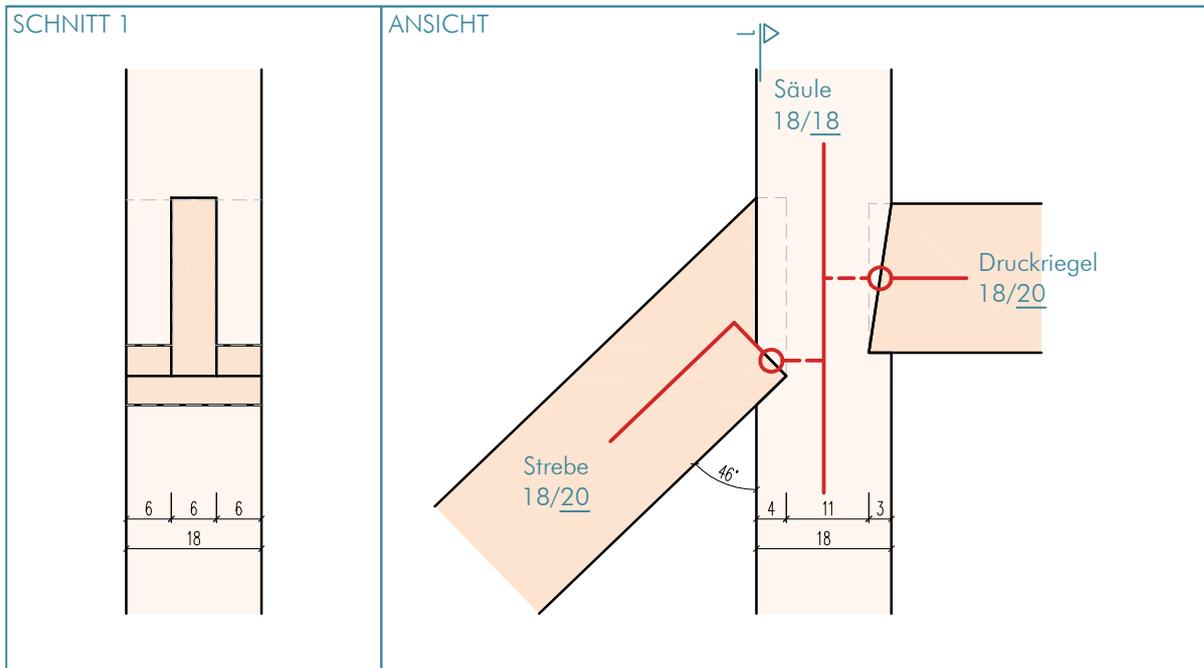


Abb. 97 Verbindungsgeometrie und Modellierung der Verbindung Strebe – Stuhlsäule

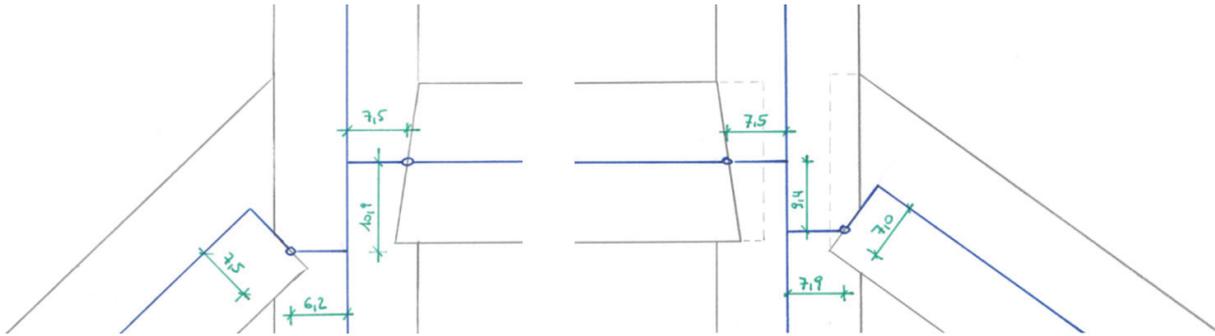


Abb. 98 Abstände der modellierten Exzenter

Die Angaben zur Steifigkeit entsprechen der Steifigkeit des Anschlusses am Bundtram.

C Stuhlsäule – Druckriegel: Riegelzapfen

Der Druckriegel wird mit einem Riegelzapfen an die Stuhlsäule angeschlossen.

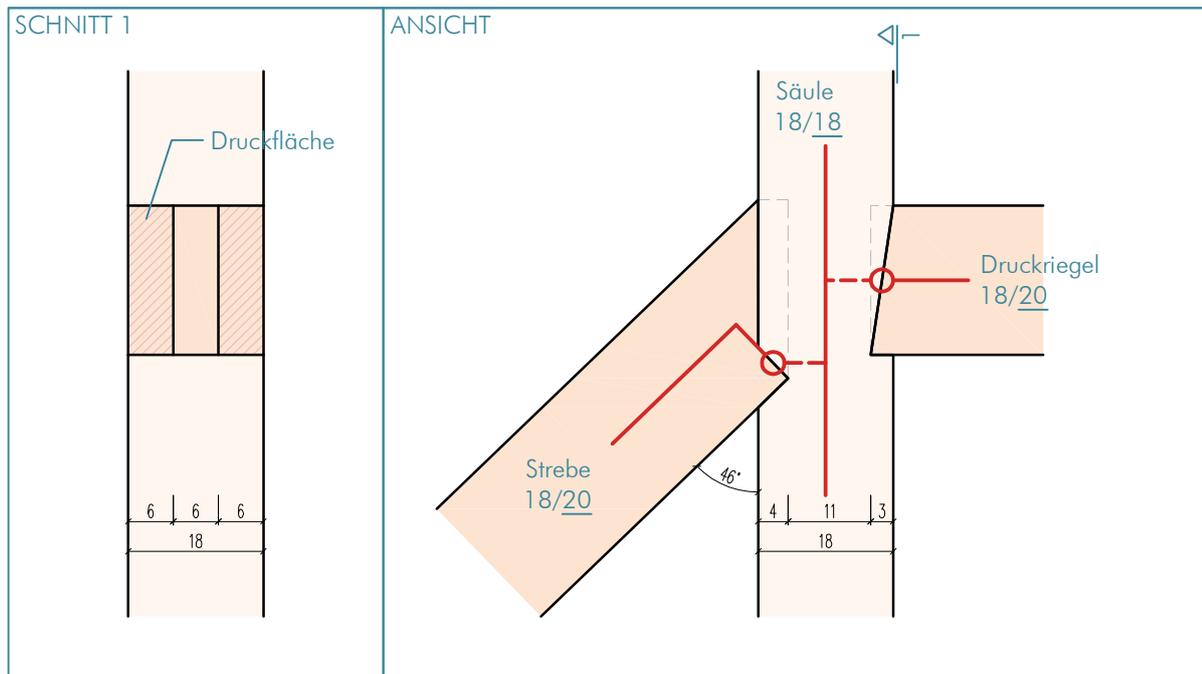


Abb. 99 Verbindungsgeometrie und Modellierung der Verbindung Druckriegel – Stuhlsäule

Die horizontalen Kräfte (F_H) werden über Pressung der Stirnholzfläche des Brustriegels übertragen, die vertikalen Kräfte (F_V) über Pressung quer zur Faser.

Der Zapfen wird bei der Ermittlung der Federsteifigkeiten nicht berücksichtigt.

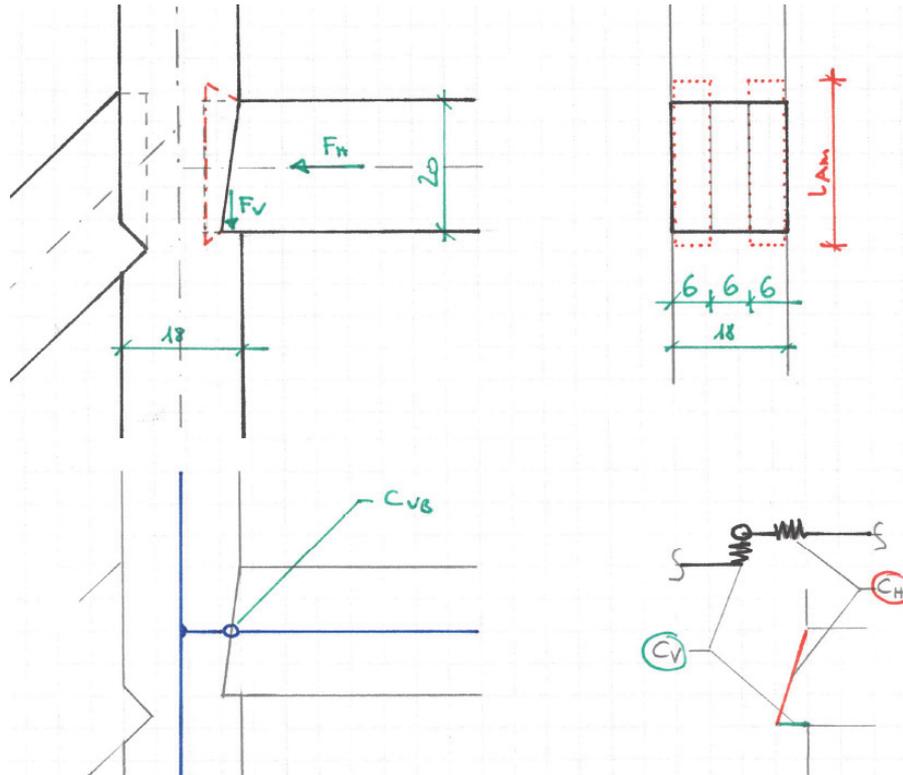


Abb. 100 Parameter zur Ermittlung der Federsteifigkeit an der Verbindung Druckriegel – Stuhlsäule

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit parallel zur Faser des Druckriegels (C_H)

$C_H = \frac{E_{90,mean} \cdot A_m}{H} = 1\,135 \text{ kN/cm} \cong 115\,000 \text{ kN/m}$... Steifigkeit

Materialkennwerte:

$E_{90} = E_{90,mean} = 37 \text{ kN/cm}^2$... Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)

Geometrie:

$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 276 \text{ cm}^2$... Mittlere Fläche

$L_{Am} = H_{DR} + 2 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{H}{4}\right) = 22 \text{ cm}$... Mittlere Länge der Druckzone

$B_{Am} = 2 \cdot 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$... Mittlere Breite der Druckzone

$H_{DR} = 20 \text{ cm}$... Höhe Druckriegel

$H = 9 \text{ cm}$... Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser \cong Halbe Höhe der Stuhlsäule = $18 \text{ cm} / 2$

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit quer zur Faser des Druckriegels (C_V)

$$C_V = \frac{E_{90,mean} \cdot A_m}{H} = 200 \text{ kN/cm} \approx 20\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{90} = E_{90,mean} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 54 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = \sim 3 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone}$$

$$B_{Am} = 18 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone}$$

$$H = 10 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser} \triangleq \text{ Halbe Höhe des Druckriegels} = 20 \text{ cm} / 2$$

D Bundtram – Säule: Zapfen und Hängeeisen

Die Stuhlsäule wird mittels Zapfenverbindung und einer schmiedeeisernen Verhängung an den Bundtram angeschlossen. Die Druckkräfte werden über Pressung, die Zugkräfte mittels der Eisenverhängung übertragen.

Im Rechenmodell wird der Anschluss gelenkig modelliert.

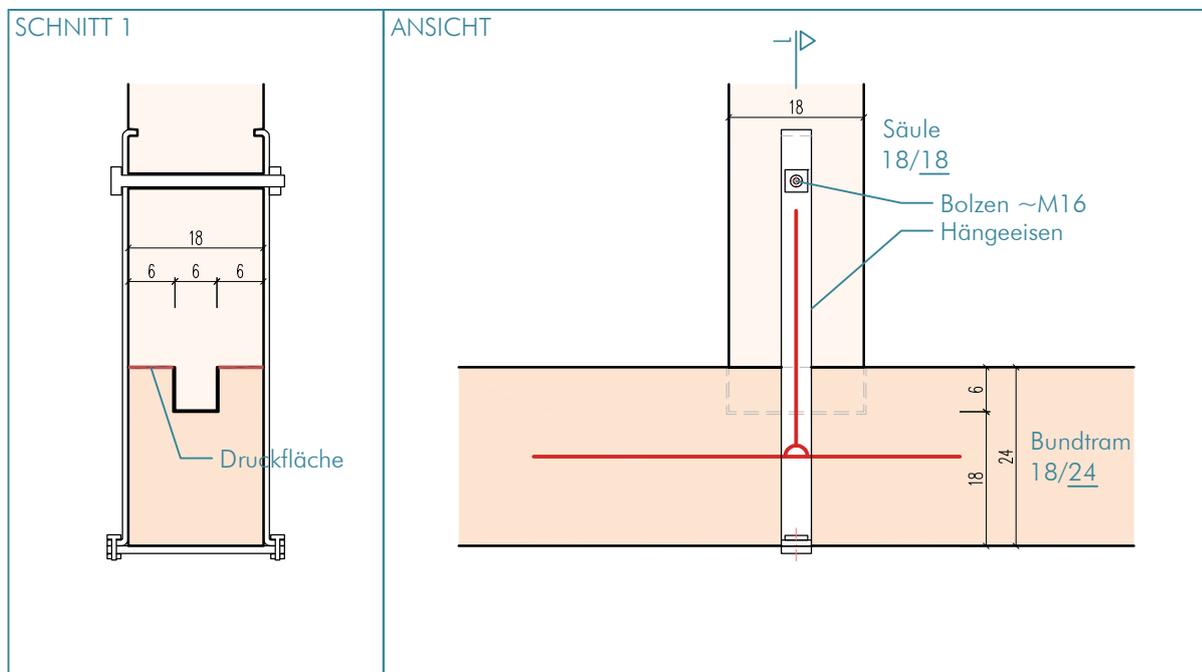


Abb. 101 Verbindungsgeometrie und Modellierung der Verbindung Stuhlsäule – Bundtram

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit bei Druckbelastung (Pressung quer zur Faser des Bundtrams)

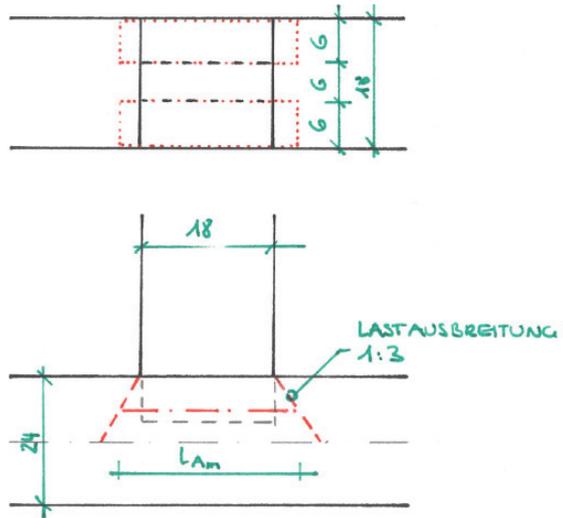


Abb. 102 Parameter zur Ermittlung der Federsteifigkeit an der Verbindung Stuhlsäule – Bundtram

$$C_{\text{DRUCK}} = \frac{E_{90,\text{mean}} \cdot A_m}{H} = 814 \text{ kN/cm} \cong 80\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{90} = E_{90,\text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 264 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = 18 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{24 \text{ cm}}{4} = 22 \text{ cm} \quad \dots \text{Mittlere Länge der Druckzone}$$

$$B_{Am} = 2 \cdot 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \quad \dots \text{Mittlere Breite der Druckzone}$$

$$H = 12 \text{ cm} \quad \dots \text{Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser} \triangleq \text{Halbe Höhe des Bundtrams} = 24 \text{ cm} / 2$$

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit bei Zugbelastung (Pressung quer zur Faser des Bundtrams durch das Hängeeisen)

Die Steifigkeit der Hängeeisenverbindung wird von drei Parametern bestimmt. Dies ist erstens die Bolzenverbindung in der Stuhlsäule, zweitens das schmiedeeiserne Metallprofil und drittens die Querpressung unten am Bundtram.

$$\frac{1}{C_{\text{Gesamt}}} = \frac{1}{C_{\text{Bolzen}}} + \frac{1}{C_{\text{Eisen}}} + \frac{1}{C_{\text{Querdruck}}} \quad \dots \text{Federn in Serienschaltung}$$

$$C_{\text{Gesamt}} = 9\,200 \text{ kN/m} \sim 10\,000 \text{ kN/m} \dots \text{Steifigkeit der Bolzenverbindung auf Zug}$$

1. C_{Bolzen}

Die Steifigkeit des Bolzens wird anhand des EUROCODE 5 (vgl. [45], Abs. 7.1) bestimmt.

$$C_{\text{Bolzen}} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} = 12\,000 \text{ N/mm} \cong 12\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit der Bolzenverbindung}$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad \dots \text{ Durchmesser des Bolzens}$$

$$\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3 \quad \dots \text{ mittlere Rohdichte C24}$$

2. C_{Eisen}

$$C_{\text{Eisen}} = 2 \cdot \frac{E \cdot A}{L} = 270\,000 \text{ N/mm} \cong 270\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit der Bolzenverbindung}$$

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ E-Modul Stahl}$$

$$A = 40 \cdot 8 = 320 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ Querschnittsfläche Stahl}$$

$$L = \sim 500 \text{ mm} \quad \dots \text{ Länge}$$

3. $C_{\text{Querdruck}}$

$$C_{\text{Querdruck}} = \frac{E_{90, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 450 \text{ kN/cm} \cong 45\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 144 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = 4 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{24 \text{ cm}}{4} = 8 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone}$$

$$B_{Am} = 18 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone}$$

$$H = 12 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser} \cong \text{ Halbe Höhe des Bundtrams} = 24 \text{ cm} / 2$$

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit bei Querbelastung in Bundtramaachse (Pressung quer zur Faser am Zapfen)

$$C_V = \frac{E_{90, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 148 \text{ kN/cm} \cong 15\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 36 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = \sim 6 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone (Tiefe Zapfen)}$$

$$B_{Am} = 6 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone (Breite Zapfen)}$$

$$H = 9 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser} \cong \text{ Halbe Breite/Höhe der Säule} = 18 \text{ cm} / 2$$

E Zange – Strebe: Verkämmung und Bolzen

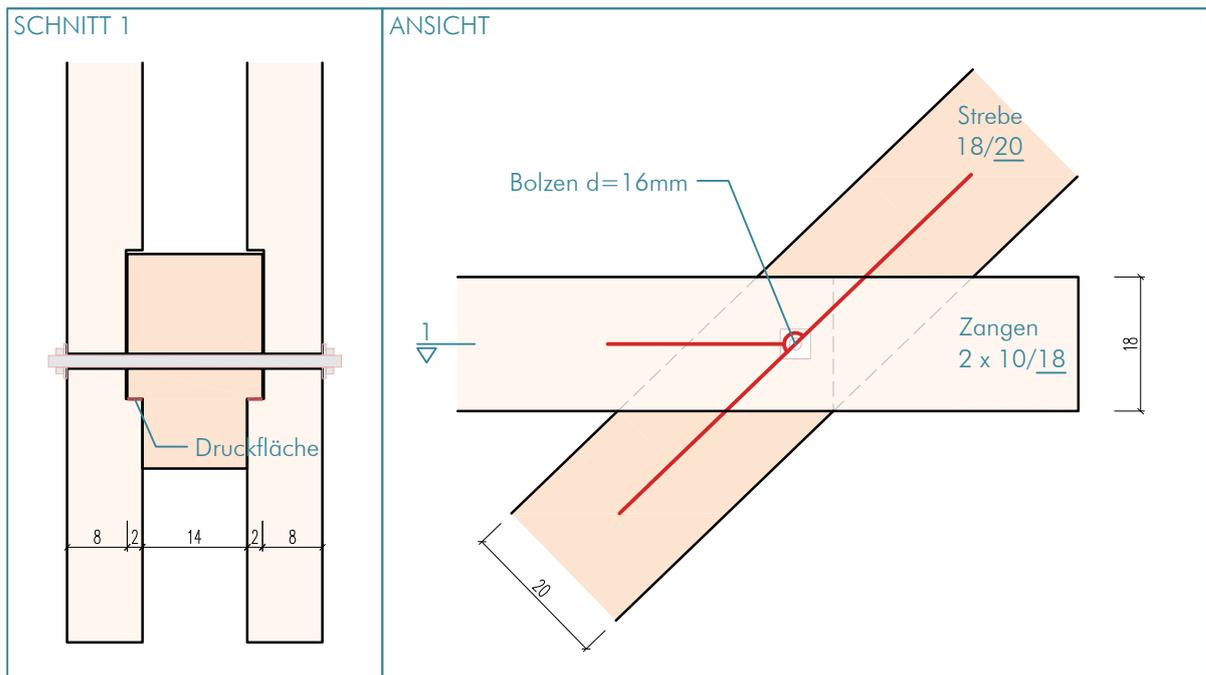


Abb. 103 Verbindungsgeometrie und Modellierung der Verbindung Strebe – Zangen

Die Zange ist mit einer Verkämmung an die Strebe angeschlossen. Zusätzlich ist ein eiserner Bolzen angeordnet. Es wird angenommen, dass dieser nur zur Lagesicherung dient und wird somit bei der Ermittlung der Federsteifigkeit nicht berücksichtigt.

Im Rechenmodell wird der Anschluss gelenkig mit einer Federsteifigkeit in Richtung der Zange angenommen.

Weiters wird für beide Seiten (Straßenseite, Hofseite) die Feder gleich angenommen. Die unterschiedliche Neigung der Streben bleibt unberücksichtigt. Für die Ermittlung von $E_{\alpha,mean}$ wird die stärker geneigte Strebe herangezogen.

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit parallel zur Zangenachse

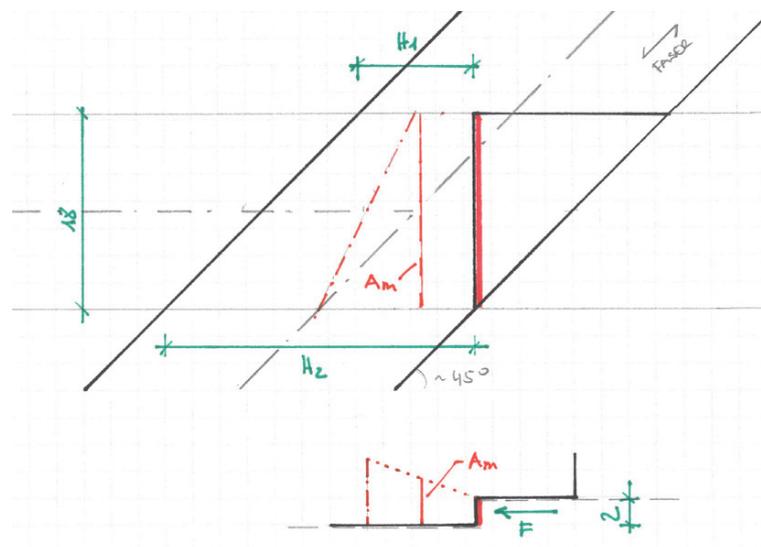


Abb. 104 Parameter zur Ermittlung der Federsteifigkeit an der Verbindung Zangen – Strebe

$$C_{\parallel} = \frac{E_{\alpha, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 1011 \text{ kN/cm} \cong 100\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit für eine Verkämmung}$$

$$C = 2 \cdot C_{\parallel} = 200\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit für eine 2-schnittige Verkämmung}$$

Materialkennwerte:

$$E_{\alpha, \text{mean}} = \frac{E_0 \cdot E_{90}}{E_0 \cdot \sin^2(\alpha) + E_{90} \cdot \cos^2(\alpha)} = 106,4 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls in einem Winkel zur Faser}$$

$$\alpha = 44^\circ \quad \dots \text{ Winkel}$$

$$E_0 = E_{0, \text{mean}} = 1100 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls parallel zur Faser (C24)}$$

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 95 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = 18 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone (Höhe Zange)}$$

$$B_{Am} = 2 \text{ cm} + \frac{1}{3} \cdot \frac{H}{2} = 5,3 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone}$$

$$H = \frac{H_1 + H_2}{4} = 10 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Höhe der berücksichtigten Druckzone (bis zur Stabachse)}$$

$$H_1 = 11 \text{ cm} \quad \dots \text{ Kammlänge an der Oberseite der Zange}$$

$$H_2 = 28 \text{ cm} \quad \dots \text{ Kammlänge an der Oberseite der Zange}$$

F Zange – Mauerbank: Mittelkamm und Bolzen

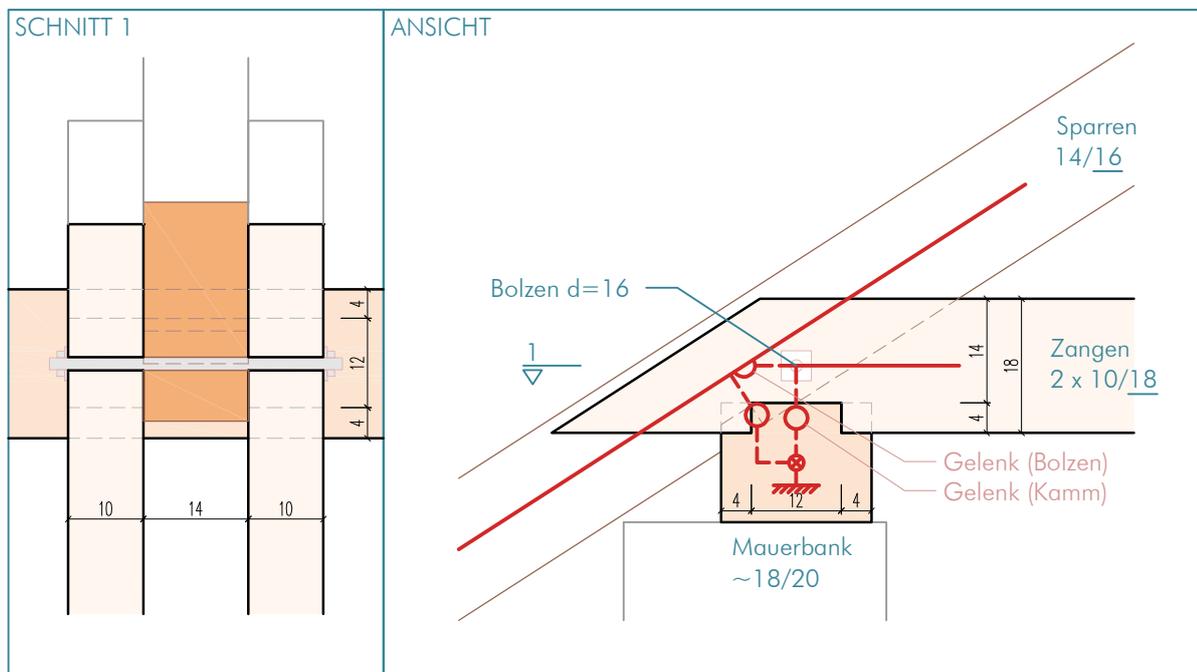


Abb. 105 Verbindungsgeometrie und Modellierung der Verbindung Zangen – Mauerbank und Sparren

Die Zangen sind mit einem Mittelkamm an der Mauerbank angeschlossen, dazu sind diese mit einem eisernen Durchsteckbolzen mit dem Sparren verbunden. Somit wird in der Modellierung auch auf beide Verbindungen Rücksicht genommen.

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit parallel zur Zangenachse

$$C_{Zange} = \frac{E_{90,mean} \cdot A_m}{H} = 271 \text{ kN/cm} \cong 30\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit pro Kammverbindung}$$

$$C_{||} = C_{Zange} \cdot 2 = 60\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit Verbindung}$$

Materialkennwerte:

$$E_{90} = E_{90,mean} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 44 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = t = 4 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone}$$

$$t = 4 \text{ cm} \quad \dots \text{ Kammtiefe}$$

$$B_{Am} = 10 \text{ cm} + \frac{1}{3} \cdot \frac{H}{2} = 11 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone}$$

$$H = 6 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser} \triangleq \text{ Halbe Kammbreite} = 12 \text{ cm} / 2$$

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit der Bolzenverbindung zwischen Sparren und Zange

Die Steifigkeit der Bolzenverbindung wird anhand des EUROCODE 5 (vgl.[45], Abs. 7.1) bestimmt.

$$C_{Bolzen} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d}{23} = 12\,000 \text{ N/mm} \cong 12\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit der Bolzenverbindung (2-schnittig)}$$

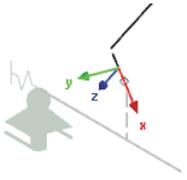
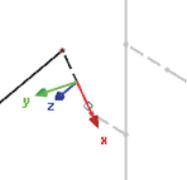
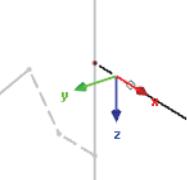
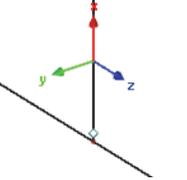
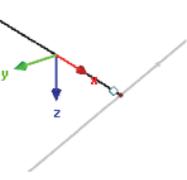
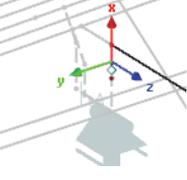
$$d = 16 \text{ mm} \quad \dots \text{ Durchmesser des Bolzens}$$

$$\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3 \quad \dots \text{ mittlere Rohdichte C24}$$

Zusammenfassung der ermittelten Verbindungssteifigkeiten

Die zuvor ermittelten Federsteifigkeiten der Anschlüsse sind in dieser Tabelle anhand der Stabkoordinatensysteme zusammengefasst, wie sie auch im Modell berücksichtigt werden.

Tab. 32 Zusammenfassung der Gelenksdefinitionen und Nachgiebigkeiten der Verbindungen in der Hängewerkeebene

| Art der Verbindung | Koordinaten | Gelenksdefinitionen | |
|----------------------------|---|---|--|
| | | Wegfedern [N/mm] | Drehfedern [kNm/rad] |
| A Strebe – Bundtram |  | $C_x = 115\,000$ | $C_{\phi_{i,x}} = \text{frei}$ |
| | | $C_y = \text{starr}$ | $C_{\phi_{i,y}} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = 6\,600$ | $C_{\phi_{i,z}} = \text{starr (Kompatibilität)}$ |
| B Strebe – Stuhlsäule |  | $C_x = 115\,000$ | $C_{\phi_{i,x}} = \text{frei}$ |
| | | $C_y = \text{starr}$ | $C_{\phi_{i,y}} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = 6\,600$ | $C_{\phi_{i,z}} = \text{starr (Kompatibilität)}$ |
| C Stuhlsäule – Druckriegel |  | $C_x = \text{frei}$ Zug $C_x = 115\,000$ Druck | $C_{\phi_{i,x}} = \text{starr (Kompatibilität)}$ |
| | | $C_y = \text{starr}$ | $C_{\phi_{i,y}} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = 20\,000$ | $C_{\phi_{i,z}} = \text{frei}$ |
| D Bundtram – Stuhlsäule |  | $C_x = 10\,000$ Zug $C_x = 80\,000$ Druck | $C_{\phi_{i,x}} = 50 \text{ (Kompatibilität)}$ |
| | | $C_y = \text{starr}$ | $C_{\phi_{i,y}} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = 15\,000$ | $C_{\phi_{i,z}} = \text{frei}$ |
| E Zange – Strebe |  | $C_x = 200\,000$ | $C_{\phi_{i,x}} = \text{starr (Kompatibilität)}$ |
| | | $C_y = \text{starr}$ | $C_{\phi_{i,y}} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = \text{starr}$ | $C_{\phi_{i,z}} = \text{frei}$ |
| F Zange – Mauerbank |  | $C_x = \text{frei}$ Zug $C_x = \text{starr}$ Druck | $C_{\phi_{i,x}} = \text{frei}$ |
| | | $C_y = \text{starr}$ | $C_{\phi_{i,y}} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = 60\,000$ | $C_{\phi_{i,z}} = \text{frei}$ |
| F Zange – Sparren |  | $C_x = 12\,000$ | $C_{\phi_{i,x}} = \text{frei}$ |
| | | $C_y = \text{frei}$ | $C_{\phi_{i,y}} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = 12\,000$ | $C_{\phi_{i,z}} = \text{frei}$ |

II-6.2.2 Verbindungen der Stuhlwände

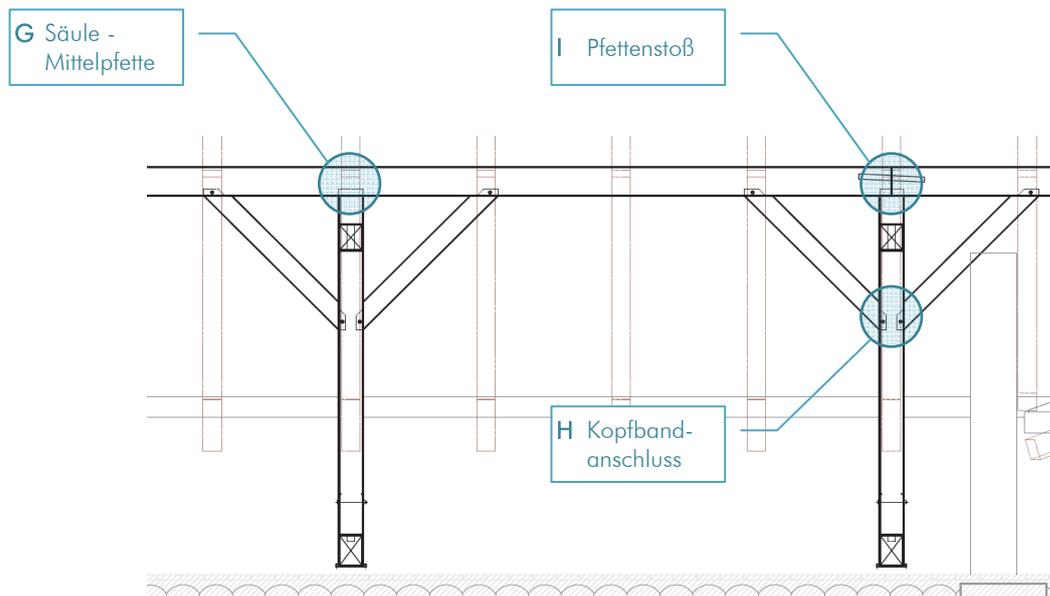


Abb. 106 Verbindungen der Stuhlwände

Tab. 33 Verbindungen der Stuhlwände

| Nr. | Bauteile | Verbindung |
|-----|----------------------|-----------------------------------|
| G | Säule – Mittelpfette | Zapfen mit Holznagel |
| H | Kopfbandanschluss | Abgestirnter Zapfen mit Holznagel |
| I | Pfettenstoß | stumpfer Stoß mit Eisenklammer |

G Säule – Mittelpfette: Zapfen mit Holznagel

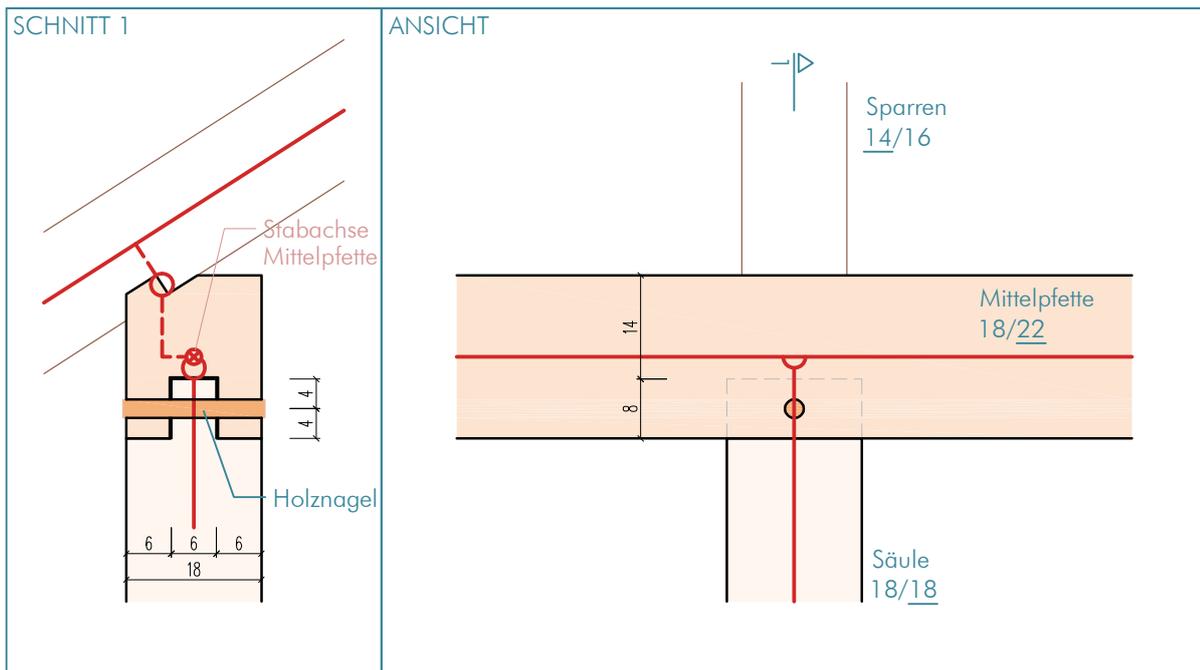


Abb. 107 Verbindungsgeometrie und Modellierung der Verbindung Stuhlsäule – Mittelpfette

Die Stuhlsäule ist mit einem Zapfen an die Mittelpfette angeschlossen und zusätzlich mit einem Holznagel gesichert.

Durch die exzentrische Lasteinleitung des Sparrens in die Mittelpfette muss die Verbindung im Modell auch Momente übertragen können. Eine Modellierung mit fester Einspannung scheint aber der Realität nicht zu entsprechen, da die Mittelpfette bereichsweise erhebliche Verdrehungen aufweist. Eine vollständig gelenkige Lagerung um die Achse der Mittelpfette ist aber aufgrund der Querpressungen im Holz auch nicht gegeben. Für die Modellbildung wird eine Drehfeder aufgrund der Querpressung ermittelt. Es wird davon ausgegangen, dass gerade noch keine klaffende Fuge zwischen Mittelpfette und Stuhlsäule entsteht. Die Wirkung des Holznagels wird nicht berücksichtigt.

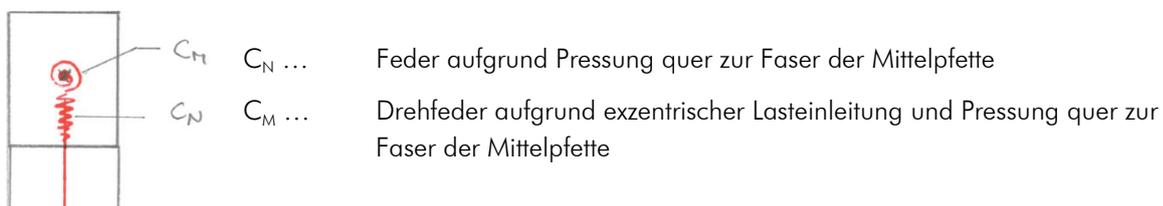


Abb. 108 Nachgiebigkeiten in der Verbindung

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit für die Wegfeder in Richtung der Stuhlsäule und die Drehfeder um die Achse der Mittelfette

Die Nachgiebigkeit wird unter der Annahme berechnet, dass das auftretende Moment aus der Exzentrizität der Normalkraft resultiert. Das bedeutet, dass das Moment immer in Zusammenhang mit der Normalkraft auftritt. Es wird der Grenzfall betrachtet, dass die Fuge überdrückt ist, d.h. die Verformung aus Normalkraft ist gleich der Verformung aus Verdrehung.

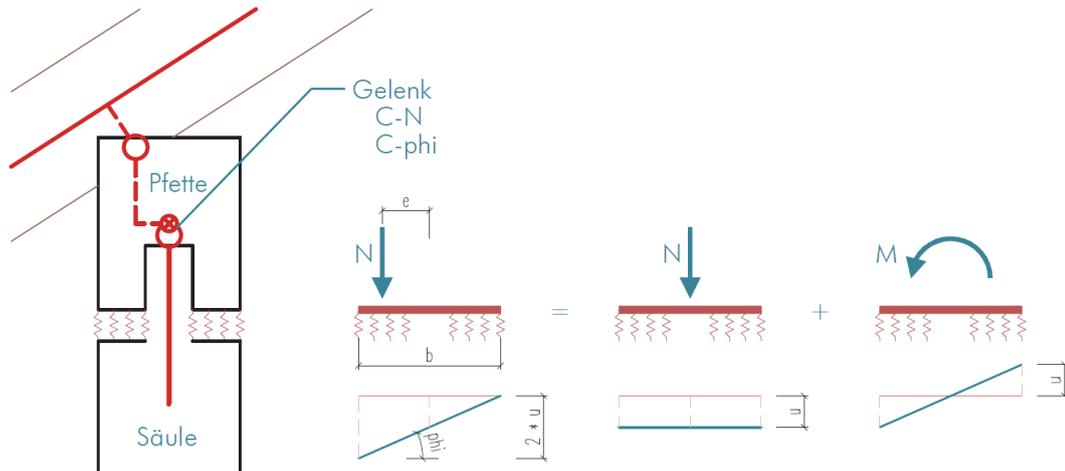


Abb. 109 Ansatz zur Ermittlung der Nachgiebigkeiten

- Normalkraffeder in Richtung der Stuhlsäule

$$C_N = \frac{E_{90,mean} \cdot A_m}{H} = 888 \text{ kN/cm} \approx \underline{90\,000 \text{ kN/m}} \quad \dots \text{Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{90} = E_{90,mean} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{Mittelwert des E-Moduls parallel zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 264 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = 18\text{cm} + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{22\text{cm}}{4} = 22 \text{ cm} \quad \dots \text{Mittlere Länge der Druckzone}$$

$$B_{Am} = 2 \cdot 6\text{cm} = 12 \text{ cm} \quad \dots \text{Mittlere Breite der Druckzone}$$

$$H = 11 \text{ cm} \quad \dots \text{Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser} \triangleq \text{Halbe Höhe der Pfette} = 22\text{cm} / 2$$

- Drehfeder um die Achse der Mittelfette

$$u_N = u_M = u \quad \dots \text{Grenzfallbetrachtung keine klaffende Fuge}$$

$$C_M = \frac{M}{\varphi} = \frac{C_N \cdot e \cdot b}{2} = \underline{\sim 500 \text{ kNm/rad}} \quad \dots \text{Drehfeder}$$

$$M = N \cdot e \quad \dots \text{Exzentrizitätsmoment}$$

$$e = \sim 7 \text{ cm} \quad \dots \text{Exzentrizität der Normalkraft}$$

$$N = C_N \cdot u \quad \dots \text{Normalkraft definiert durch Federkonstante}$$

$$\varphi = \frac{2 \cdot u}{b} \quad \dots \text{Verdrehung}$$

- Steifigkeit bei Querkraft (Pressung quer zur Faser am Zapfen)

$$C_V = \frac{E_{90, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 197 \text{ kN/cm} \approx 20\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls parallel zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 48 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = \sim 8 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone (Tiefe Zapfen)}$$

$$B_{Am} = 6 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone (Breite Zapfen)}$$

$$H = 9 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser} \triangleq \text{ Halbe Breite/Höhe der Säule} = 18 \text{ cm} / 2$$

H Kopfbandanschluss: Zapfen mit Holznagel

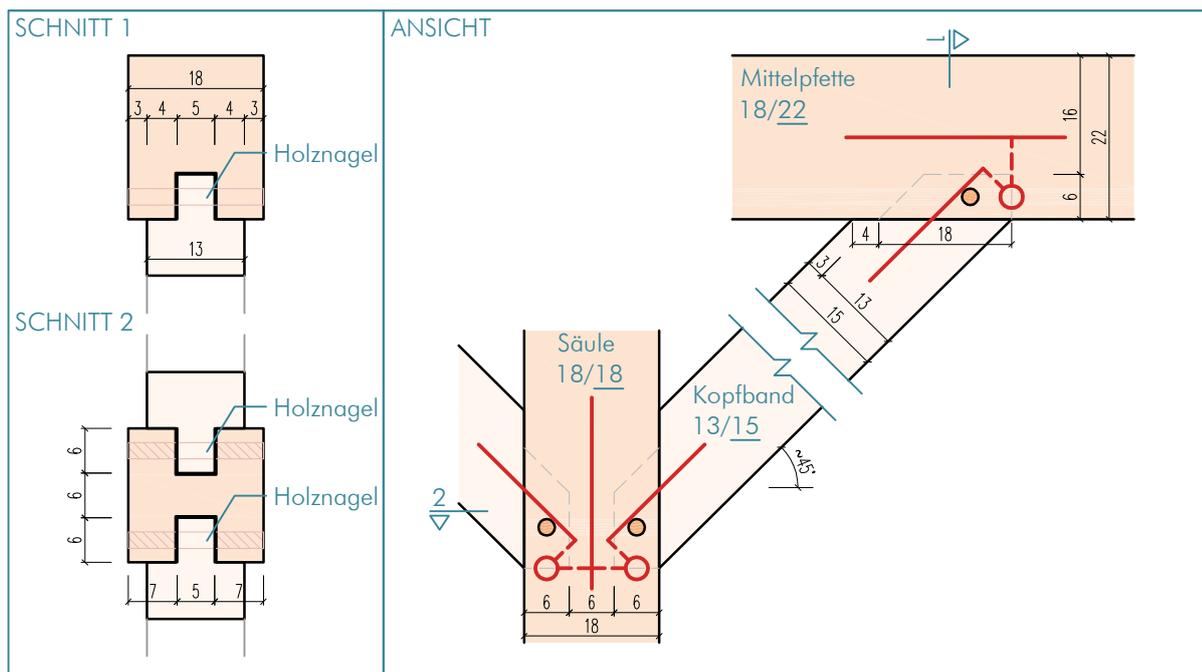


Abb. 110 Verbindungsgeometrie und Modellierung des Kopfbandanschlusses

Das Kopfband schließt an die Mittelpfette bzw. die Stuhlsäule mit einem schrägen Zapfen an, der zusätzlich mit einem Holznagel gesichert ist. Es wird angenommen, dass die Kraftübertragung über die Stirnfläche des Zapfens erfolgt. Der Holznagel wird für Druckkräfte im Kopfband aufgrund seiner geringen Verbindungssteifigkeit bei der Ermittlung der Nachgiebigkeit nicht berücksichtigt.

Wegen der aussteifenden Funktion der Kopfbänder im Gesamtsystem müssen diese auch Zugkräfte übernehmen können. Das wird berücksichtigt, indem für die Verbindung mit dem Holznagel ein Wert von 6 000 N/mm nach MEISEL (vgl. [18] S.88) angenommen wird (zwei Scherflächen je 3 000 N/mm).

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit längs zur Faser der Pfette/Stuhlsäule (Schräger Zapfen)

$$C_{||} = \frac{E_{\alpha, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 569 \text{ kN/cm} \cong 60\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{\alpha, \text{mean}} = \frac{E_0 \cdot E_{90}}{E_0 \cdot \sin^2(\alpha) + E_{90} \cdot \cos^2(\alpha)} = 101,2 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls in einem Winkel zur Faser}$$

$$\alpha = 45^\circ \quad \dots \text{ Winkel}$$

$$E_0 = E_{0, \text{mean}} = 1100 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls parallel zur Faser (C24)}$$

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 45 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = 6 \text{ cm} + \frac{1}{3} \cdot \frac{16 \text{ cm}}{2} = 9 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone (siehe Skizze)}$$

$$B_{Am} = 5 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone (Breite Zapfen)}$$

$$H = 8 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone ca. bis zur Stabmitte}$$

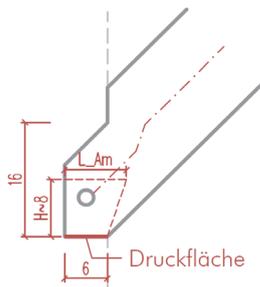


Abb. 111 Skizze zur Steifigkeitsermittlung beim Kopfbandanschluss

Ermittlung der Verbindungssteifigkeit quer zur Faser der Pfette/Stuhlsäule (Pressung quer zur Faser)

$$C_{\perp} = \frac{E_{90, \text{mean}} \cdot A_m}{H} = 526 \text{ kN/cm} \cong 50\,000 \text{ kN/m} \quad \dots \text{ Steifigkeit}$$

Materialkennwerte:

$$E_{90} = E_{90, \text{mean}} = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{ Mittelwert des E-Moduls parallel zur Faser (C24)}$$

Geometrie:

$$A_m = L_{Am} \cdot B_{Am} = 128 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Mittlere Fläche}$$

$$L_{Am} = \sim 16 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Länge der Druckzone (Tiefe Zapfen)}$$

$$B_{Am} = 2 \cdot 4 \text{ cm} = 8 \text{ cm} \quad \dots \text{ Mittlere Breite der Druckzone (Breite Zapfen)}$$

$$H = 9 \text{ cm} \quad \dots \text{ Höhe der berücksichtigten Druckzone quer zur Faser} \cong \text{ Halbe Breite/Höhe der Säule} = 18 \text{ cm} / 2$$

I Pfettenstoß

Die Pfette wird an mehreren Stellen im Tragwerk gestoßen. Dabei ist ein stumpfer Stoß über der Stuhlsäule ausgeführt, der mit einer Eisenklammer gesichert ist. Für die Berechnung kann die Verbindung aufgrund des Spaltes zwischen den Pfetten (Schlupf) keine Druckkräfte in Längsrichtung der Pfette übertragen und auf Zug wird die Steifigkeit der Eisenklammer berücksichtigt.

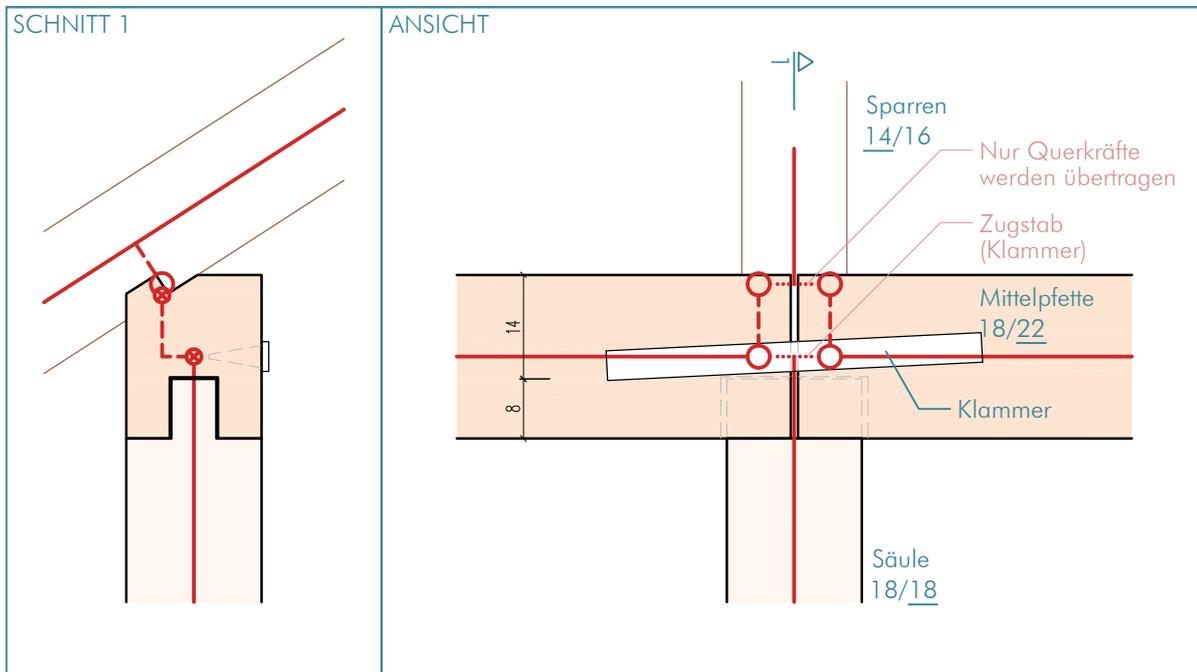


Abb. 112 Verbindungsgeometrie und Modellierung der Verbindung Stuhlsäule – Mittelpfette bei einem Pfettenstoß

Die weiteren Steifigkeitseigenschaften sind entsprechend der Verbindung Stuhlsäule-Mittelpfette angenommen.

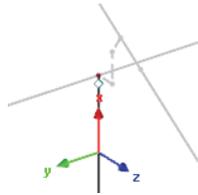
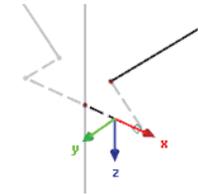
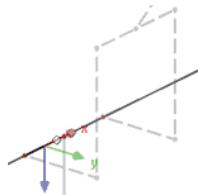
Für die Steifigkeit der Klammer wird näherungsweise ein Wert für Nägel nach EUROCODE 5 (vgl. [45], Abs. 7.1) angesetzt:

| | | |
|--|---|--|
| $C_{\text{Klammer}} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{30} =$ | $5\,740 \text{ N/mm} \cong 5\,000 \text{ kN/m}$ | ... Steifigkeit der Nagelverbindung (eine Seite) |
| $d =$ | $\sim 20 \text{ mm}$ | ... Durchmesser des Bolzens |
| $\rho_m =$ | 420 kg/m^3 | ... mittlere Rohdichte C24 |

Zusammenfassung der ermittelten Verbindungssteifigkeiten

Die zuvor ermittelten Federsteifigkeiten der Anschlüsse sind in dieser Tabelle anhand der Stabkoordinatensysteme zusammengefasst, wie sie auch im Modell berücksichtigt werden.

Tab. 34 Zusammenfassung der Gelenkdefinitionen und Nachgiebigkeiten der Verbindungen in der Stuhlwandebene

| Art der Verbindung | Koordinaten | Gelenkdefinitionen | |
|---|--|--|--|
| | | Wegfedern [N/mm] | Drehfedern [kNm/rad] |
| G Säule – Mittelpfette |  | $C_x = 90\ 000$ | $C_{\text{phi},x} = 50$ (Kompatibilität) |
| | | $C_y = 20\ 000$ | $C_{\text{phi},y} = 500$ |
| | | $C_z = \text{starr}$ | $C_{\text{phi},z} = \text{frei}$ |
| H Kopfbandanschluss |  | $C_x = 6\ 000$ Zug $C_x = 50\ 000$ Druck | $C_{\text{phi},x} = \text{frei}$ |
| | | $C_y = \text{starr}$ | $C_{\text{phi},y} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = 6\ 000$ Zug $C_z = 60\ 000$ Druck | $C_{\text{phi},z} = 15$ (Kompatibilität) |
| I Pfettenstoß (je ein Gelenk pro Stab) |  | $C_x = 5\ 000$ Zug $C_x = \text{frei}$ Druck | $C_{\text{phi},x} = 250$ |
| | | $C_y = \text{starr}$ | $C_{\text{phi},y} = \text{frei}$ |
| | | $C_z = \text{frei}$ Abhebend $C_z = 45\ 000$ Pressung | $C_{\text{phi},z} = \text{frei}$ |

II-6.3 AUFLAGER

II-6.3.1 Bundtramauflager

Lagerung in den Seitenwänden

Die Bundträme liegen auf einem Unterlegbrett im Mauerwerk auf und sind im Kniestockmauerwerk vermörtelt. In vertikaler Richtung wird im statischen Modell eine starre Lagerung festgelegt. Eine konstruktive Abhebesicherung stellt quasi das darüber liegende Mauerwerk dar. Durch die satte Vermauerung im Kniestock wird auch horizontal in Firstrichtung eine starre Lagerung angenommen.

Im Gegensatz dazu ist in horizontaler Richtung quer zum First keine formschlüssige Verbindung vorhanden. Jedoch können hier horizontale Kräfte durch die Reibung an beiden Seiten des Bundtrams übertragen werden, wodurch auch eine statisch bestimmte Modellierung mit einem starren Auflager auf einer Seite und einem verschieblichen Auflager auf der anderen Seite, keine realitätsnahe Abbildung darstellt. Andererseits wird durch zwei horizontal starre Auflager die Steifigkeit der Auflager überschätzt und die Zugkraft im Bundtram unterschätzt.

Es muss eine Auflagermodellierung gefunden werden, die die äußeren Verhältnisse (horizontale Lagerung, Verschiebung des Gesamtsystems) sowie die annähernd zwängungsfreie Lagerung des Bundtrams berücksichtigt. Mit dem Fokus auf die Normalkräfte im Bundtram, sollte auf der sicheren Seite liegend, die Auflagersteifigkeit möglichst gering gewählt werden.

Um eine gewisse Nachgiebigkeit für die die Reibung des Bundtrams auf dem Mörtelbett zu berücksichtigen und somit eine annähernd zwängungsfreie Lagerung zu erreichen, wird mit einer Federsteifigkeit von 300 kN/m gerechnet. Um diese Annahme zu überprüfen, müssen die horizontalen Verschiebungen des Gesamtsystems in den maßgebenden Lastfällen betrachtet werden.

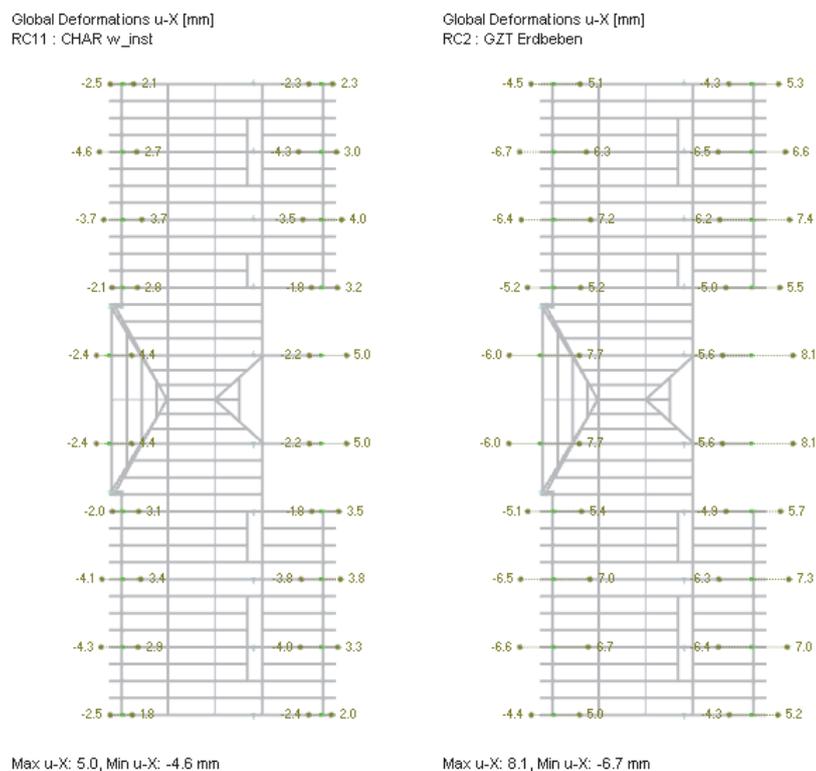


Abb. 113 Links: Maximale horizontale Verschiebungen des Bundtramaufagers unter charakteristischen Lastfallkombinationen
Rechts: Maximale horizontale Verschiebungen des Bundtramaufagers bei Erdbebeneinwirkung

Die maximale Verschiebung der Auflager als Folge der charakteristischen Lastfallkombinationen beträgt 5,0 mm (Lastfallkombination CO2212) und bei der Bemessungssituation Erdbeben beträgt diese 8,1 mm. Auf die Spannweite des Hängewerks von ca. 11,5 m bezogen, ist diese Größenordnung ca. 0,1% bzw. kleiner als L/1000. Die aus den getroffenen Annahmen entstehenden Horizontalkräfte können unter der Annahme eines Reibungskoeffizienten von $\mu=0,40$ durch Reibung in die Unterkonstruktion eingeleitet werden.

Ein weiteres Kriterium ist der Einfluss der horizontalen Lagerung auf die Normalkraft im Bundtram. Im Rahmen des Forschungsprojektes HOLZ-HOLZ-VERBINDUNGEN das an der TU Graz durchgeführt wurde, ist für die Modellierung der Auflager vorgeschlagen worden, dass die horizontale Nachgiebigkeit iterativ ermittelt wird, so dass im Lastfall Eigengewicht 97% der horizontalen (inneren) Kräfte vom Bundtram aufgenommen werden. (vgl. [31] S.175f)

Mit der gewählten Modellierung ist auch dieses Kriterium eingehalten.

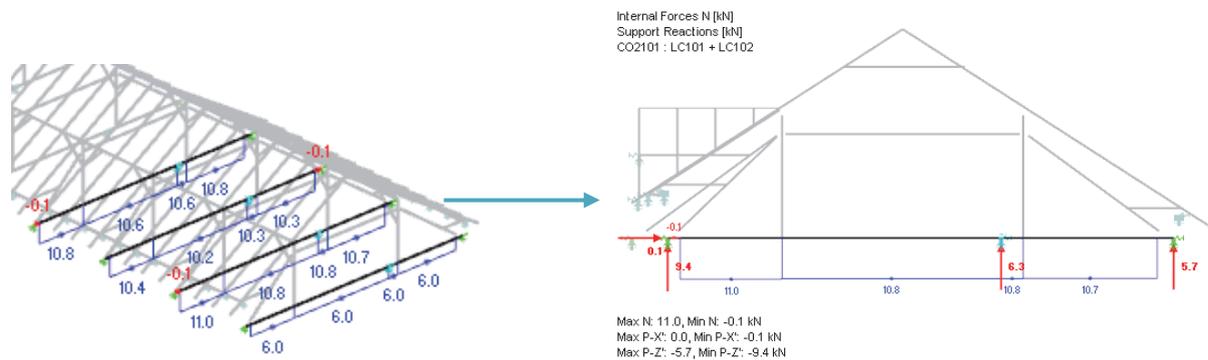


Abb. 114 Charakteristische Normalkräfte und Auflagerreaktionen für die Lastfallkombination ständige Lasten bei nachgiebiger horizontaler Lagerung des Bundtrams ($C_H = 300 \text{ kN/m}$)

| | | |
|---|---------|-------------------------------|
| $N_{\text{Bundtram}} =$ | 11,0 kN | ... Normalkraft im Bundtram |
| $F_{H,\text{Auflager}} =$ | 0,1 kN | ... Horizontale Auflagerkraft |
| $F_{H,\text{Gesamt}} = N_{\text{Bundtram}} + F_{H,\text{Auflager}} =$ | 11,1 kN | ... Horizontalkraft Gesamt |

Der Anteil der horizontalen Auflagerreaktionen bei den Bundtramauflagern ist vernachlässigbar, da die inneren Kräfte im Lastfall Eigengewicht zu 99% vom Bundtram aufgenommen werden.

Zum Vergleich sind in Abb. 115 die Verhältnisse bei starrer horizontaler Lagerung gezeigt. Aufgrund der steifen Lagerung werden 93% der Gesamtkraft vom Auflager übernommen. Zusätzlich ist die maximal aufnehmbare Reibungskraft überschritten.

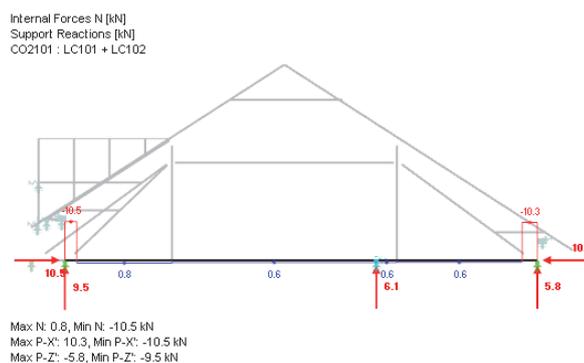


Abb. 115 Charakteristische Normalkräfte und Auflagerreaktionen für die Lastfallkombination ständige Lasten bei starrer horizontaler Lagerung des Bundtrams

Lagerung auf der Mittelwand

Das Hängewerk spannt nicht frei über die gesamte Länge des Bundtrams, sondern ist auf der Mittelwand zusätzlich aufgelagert. Im Modell wird dafür eine starre Lagerung in vertikaler Richtung berücksichtigt. Um die horizontale Lagerung in beiden Richtungen zu berücksichtigen, wird wie bei den Bundtramauflagern an den Kniestockwänden mit einer Federsteifigkeit von 300 kN/m gerechnet.

Die Bundträme liegen auf der Mittelwand auf Hölzern, Ziegeln, Steinplatten, etc. frei auf und sind nicht gegen Abheben gesichert. Somit fällt auch das modellierte Auflager bei abhebenden Lasten in allen Richtungen aus. Zusätzlich ist die maximale Horizontalkraft durch einen Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,40$ beschränkt.

Im maßgebenden Lastfall quer zum First (X-Richtung) tritt aus Kompatibilitätsgründen wie bei den Auflagern an den Enden eine Verschiebung von ca. 5,0 mm unter charakteristischen Lasten bzw. 8,0 mm bei Erdbebeneinwirkung auf.

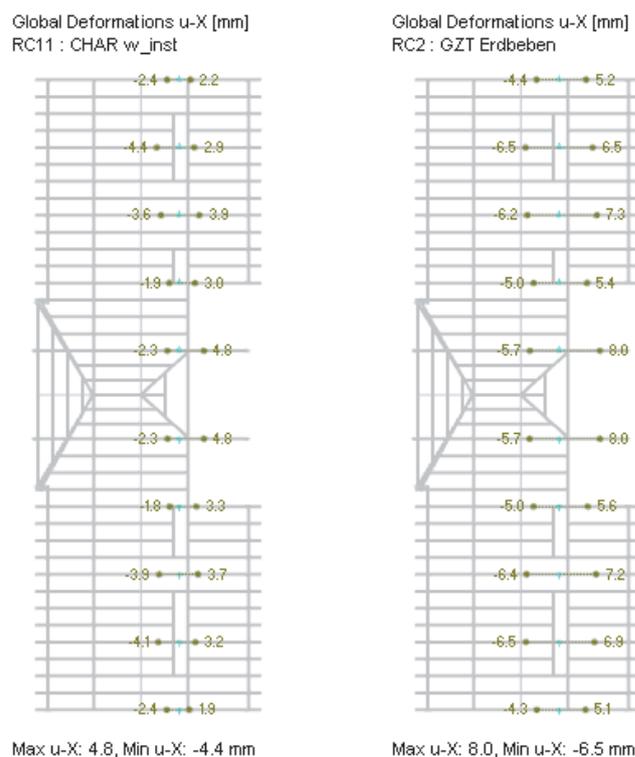


Abb. 116 Links: Maximale horizontale Verschiebungen des Mittelaufagers in X-Richtung unter charakteristischen Lastfallkombinationen
Rechts: Maximale horizontale Verschiebungen des Mittelaufagers in X-Richtung unter Erdbebeneinwirkung

Längs zum First sind an zwei Stellen größere Verformungen zu beobachten:

- In den Hängewerksachsen, die das Tragwerk begrenzen, d.h. an den Brandwänden. Hier ist das Tragwerk vollständig getrennt und das Hängewerk wird mit der halben Einflusslänge asymmetrisch belastet. Über die Stuhlsäulen wird durch die einseitige Belastung von nur einem Kopfband eine Querkraft, parallel zum First wirkend, in den Bundtram eingeleitet. Diese bewirkt eine Verformung des Bundtrams in Firstrichtung.
- Im Mittelbereich hebt, bedingt durch die Asymmetrie des Tragwerks, der Bundtram vom Auflager ab. Somit fällt das Auflager auch in den horizontalen Richtungen aus und der Bundtram ist hier verschieblich. Damit sind auch hier größere Verschiebungen in horizontaler Richtung zu begründen. Allerdings sind diese in ihrer Größenordnung auch als realistisch zu beurteilen.

Global Deformations u-Y [mm]
RC11 : CHAR w_inst

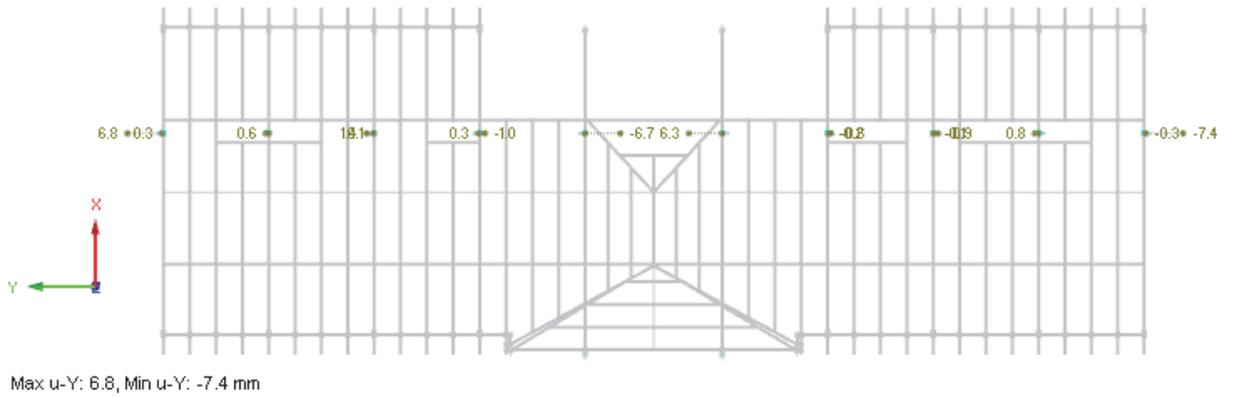


Abb. 117 Verschiebungen der Auflagerpunkte in Y-Richtung.

In den charakteristischen Lastkombinationen ist die maximale horizontale Verschiebung der Mittelaullager im Bereich von ca. 7 mm. Zur Beurteilung der Größenordnung der Verformung werden auch die Verformungen der Bundtrame unter der maßgebenden Lastfallkombination (siehe Abb. 118) herangezogen. Die aus der Verschiebung resultierende Auflagerkraft von ca. 2,1 kN kann durch die Reibung aufgenommen werden. Die Verformungen der Bundtrame sind mit einer Großenordnung von etwa L/1000 gering.

Global Deformations u-Y [mm]
CO2402 : LC101 + LC102 + 0.6*LC203 + 0.6*LC211 + LC301

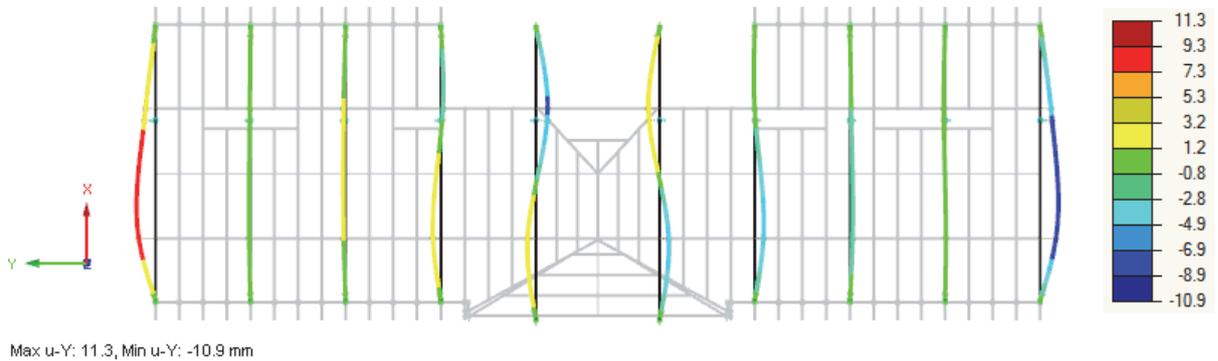


Abb. 118 Verformungen der Bundtrame in Y-Richtung im maßgebenden Lastfall (Schnee und Winddruck)

Im Fall der Erdbebeneinwirkung ist die horizontale Verformung der Bundtrame im Bereich von L/400.

Global Deformations u-Y [mm]
CO503 : LC101 + LC102 + LC402

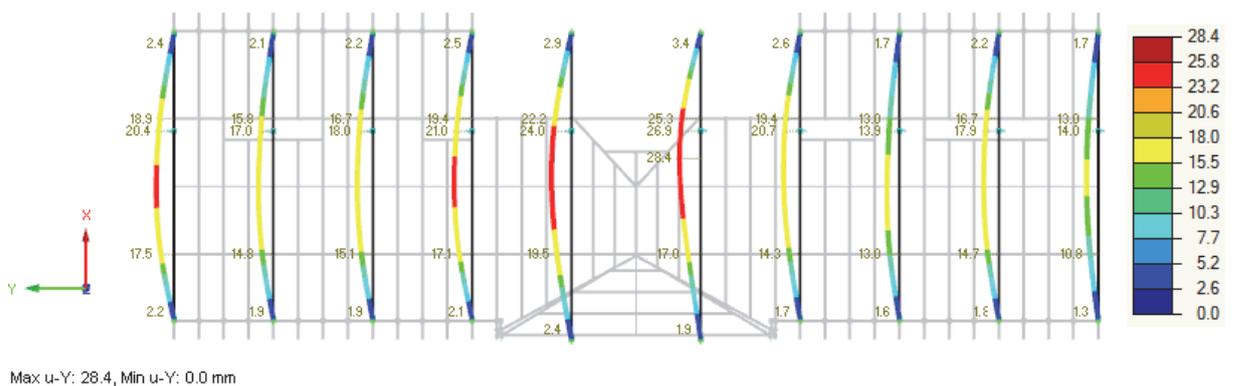


Abb. 119 Verformungen der Bundtrame in Y-Richtung unter Erdbebeneinwirkung

Die getroffenen Annahmen für die Nachgiebigkeiten der Bundtramauflager wurden näherungsweise durch die Größenordnungen der Verformungen auf Plausibilität überprüft.

Auf weiterführende Untersuchungen, im Besonderen im Hinblick auf die Steifigkeitsverhältnisse des Mauerwerks der Unterkonstruktion und der Oberflächenbeschaffenheit der Reibungsflächen, wird hier verzichtet.

II-6.3.2 Lagerung der Mauerbank

Die Mauerbank liegt auf dem Kniestockmauerwerk frei auf und ist mit diesem nicht verbunden. Horizontalkräfte können aber durch die Reibung in das Mauerwerk übertragen werden.

Horizontal wirkende Kräfte an der Mauerbank treten auf, da durch die Verbindung der Sparrenpaare am First mittels Scherzapfen und Holznagel, auf das Dach wirkenden Lasten zu einem Anteil über ein sparrendachartiges System abgetragen werden können. Dieser Anteil der sparrendachartigen Lastableitung ist von der horizontalen Nachgiebigkeit des Fußpunktes der Sparren, infolgedessen von der horizontalen Lagerung der Mauerbank, abhängig.

Diese horizontale Lagerung der Mauerbank erfolgt auf zwei Arten:

- Reibung zwischen Mauerbank und Kniestockmauerwerk
- Rückverhängung mittels Zangenpaar an die Streben des Hängewerks

Der Anteil des jeweiligen Lastabtragsmechanismus hat einen Einfluss auf die wirkenden Schnittgrößen im Tragwerk. Zur Veranschaulichung der Effekte werden zwei Grenzfälle betrachtet:

Grenzfall 1: **Starres horizontales Auflager, Reibungskoeffizient $\mu = 0,4$**

Das Auflager verhält sich starr bis zur maximal aufnehmbaren Haftreibungskraft. Wenn diese überschritten ist, verschiebt sich das Lager unter der erreichten Reibungskraft (Gleitreibung). Als Reibungskoeffizient zwischen dem Holz und dem Mörtel bzw. Mauerwerk wird $\mu=0,4$ angenommen.

Dieser Fall stellt die größtmögliche Belastung für das Kniestockmauerwerk dar. Aufgrund der Entlastung der Zangen ergibt sich aus der stützenden Komponente des Mauerwerks eine positive Wirkung für die Holzkonstruktion der Hängewerke.

Das Mauerwerk muss die Reibungskräfte aufnehmen können.

Grenzfall 2: **Frei verschiebliches horizontales Auflager**

Es wird angenommen, dass sich die Mauerbank frei auf dem Kniestockmauerwerk verschieben kann. Sie wird in diesem Fall von den Zangen in ihrer horizontalen Lage gehalten.

Dieser Grenzfall stellt die größtmögliche Belastung für die Holzkonstruktion dar. Die Zangen nehmen den gesamten horizontalen Anteil aus dem Sparrenschub auf und leiten die Kräfte vollständig in die Streben des Hängewerks weiter.

In Tab. 35 sind die Auswirkungen der unterschiedlichen Modellierung des horizontalen Auflagers für die maßgebende charakteristische Lastfallkombination (LK2401) in Bezug auf die maximale Normalkraft in den Zangen und für einen typischen Bereich des Tragwerks dargestellt.

Tab. 35 Vergleich der Grenzfälle für die Modellierung des Kniestockauflagers im maßgebenden Lastfall

| Grenzfall 1 Starrs horizontales Auflager mit Reibung | Grenzfall 2 frei verschiebliches horizontales Auflager |
|--|--|
| Verformung der Mauerbank | |
| <p>Global Deformations u-X [mm] CO2401 : LC101 + LC102 + 0.6*LC201 + 0.6*LC211 + LC301</p> <p>Max u-X: -2,5, Min u-X: -6,1 mm</p> <p>max u-X = 6,1mm</p> | <p>Global Deformations u-X [mm] CO2401 : LC101 + LC102 + 0.6*LC201 + 0.6*LC211 + LC301</p> <p>Max u-X: -3,7, Min u-X: -10,2 mm</p> <p>max u-X = 10,2mm</p> |
| Horizontale Auflagerkräfte und Normalkräfte in den Zangen | |
| <p>Max N: 8,5, Min N: 3,5 kN Max P-X: -2,2, Min P-X: -3,2 kN</p> <p>max N_{Zange} = 8,5 kN max P-X = 3,2 kN</p> | <p>Max N: 15,8, Min N: 7,5 kN Max P-X: 0,0, Min P-X: 0,0 kN</p> <p>max N_{Zange} = 15,8 kN max P-X = 0</p> |
| Normalkräfte in den Streben | |
| <p>Max N: -14,8, Min N: -37,2 kN</p> <p>max N_{Strebe} = 37,2 kN</p> | <p>Max N: -14,6, Min N: -41,3 kN</p> <p>max N_{Strebe} = 41,3 kN</p> |
| Biegemomente in den Streben | |
| <p>Max M-y: -1,1, Min M-y: -7,0 kNm</p> <p>max $M_{y_{Strebe}}$ = 7,0 kNm</p> | <p>Max M-y: -1,1, Min M-y: -10,8 kNm</p> <p>max $M_{y_{Strebe}}$ = 10,8 kNm</p> |
| Normalkräfte in den Sparren | |
| <p>Max N: -3,4, Min N: -8,4 kN</p> <p>max $N_{Sparren}$ = 8,4 kN</p> | <p>Max N: -2,5, Min N: -7,3 kN</p> <p>max $N_{Sparren}$ = 7,3 kN</p> |

In Tab. 36 sind die Ergebnisse der Untersuchung zusammengefasst. Vereinfachend sind die maximalen Schnittgrößen aller untersuchten Bauteile miteinander verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Steifigkeit des Auflagers wie erwartet Einfluss auf den Anteil der sparrendachartigen Lastabtragung hat. Je steifer das Auflager modelliert ist, desto größer werden die Normalkräfte in den Sparren und somit der Sparrendachanteil.

Tab. 36 Ergebniszusammenstellung der untersuchten Grenzfälle für die Auflagermodellierung am Kniestockmauerwerk

| | Grenzfall 1 volle Reibung | Grenzfall 2 frei verschieblich | Unterschied absolut | Unterschied relativ |
|----------------------|------------------------------|-----------------------------------|------------------------|------------------------|
| Maximale Verformung | 6,1 mm | 10,2 mm | + 4,1 mm | 167% |
| Normalkraft Zangen | 8,5 kN | 15,8 kN | + 7,3 kN | 186% |
| Normalkraft Streben | 37,2 kN | 41,3 kN | + 4,3 kN | 111% |
| Biegemomente Streben | 7,0 kNm | 10,8 kNm | + 3,8 kNm | 155% |
| Normalkraft Sparren | 8,4 kN | 7,3 kN | - 1,1 kN | 87% |

Für die weiteren Berechnungen wird die Annahme getroffen, dass die Mauerbank in horizontaler Lage mit einer Federsteifigkeit von 30 kN/m gelagert wird. Diese Festlegung liegt für die Berechnung des Hängewerks auf der sicheren Seite, da die Schnittgrößen bei weicher Lagerung größer sind. Weiters ist es gerechtfertigt, dass ein Anteil über Reibung in das Kniestockmauerwerk eingeleitet wird.

Grundsätzlich sind im Bestand des Kniestockmauerwerks keine Schäden bzw. Risse zu beobachten, die auf eine Überlastung des Mauerwerks durch horizontale Lasten schließen könnten. Nähere Untersuchungen zur Tragfähigkeit des Kniestockmauerwerks werden im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht angestellt.

II-7 BERECHNUNGSERGEBNISSE

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der statischen Berechnung dargestellt. Die Beurteilung der Ergebnisse erfolgt für die Bestandssituation vor dem Dachausbau.

Die Berechnung der Schnittgrößen und Verformungen erfolgt nach Theorie I. Ordnung. Für alle definierten Lastfallkombinationen sind die umhüllenden Schnittgrößen, d.h. die Maximal- und Minimalwerte an jeder Stelle aus allen Lastfallkombinationen, in Ergebniskombinationen zusammengefasst. Mit dieser Hilfe können die maßgebenden Lastfallkombinationen in Bezug auf die Schnittgrößen bzw. Verformungen ermittelt werden. Durch die Komplexität des Modells ist eine Darstellung aller Stäbe und der zugehörigen Schnittgrößen jedoch etwas problematisch. Es sollen aus Gründen übersichtlicheren Darstellung zwei Achsen und definierte Lastfälle ausgewählt werden, anhand derer das Tragsystem analysiert wird.

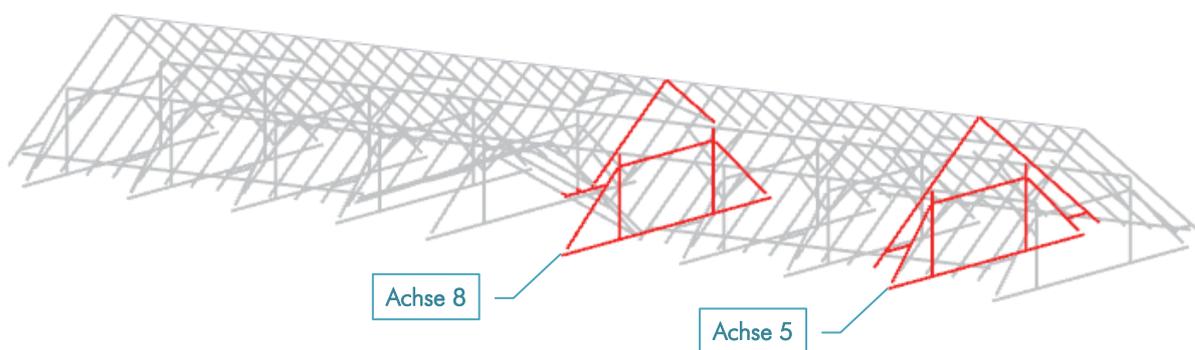


Abb. 120 Für die Darstellung gewählte repräsentative Achsen des statischen Modells (Achse 5 bzw. Achse 8)

Zunächst wird die Achse 5 als repräsentative Achse für die Regelfelder ausgewählt. Berechnungsergebnisse sind in den Achsen der Regelfelder aufgrund der Regelmäßigkeit des Tragwerks ähnlich. Dies gilt auch für die beiden Achsen im Mittelbereich. Die Schnittgrößen unterscheiden sich durch die unterschiedliche Geometrie von denen der Regelfelder, sind jedoch für beide Achsen gleich. Hier wird demnach die Achse 8 für die Darstellung ausgewählt.

Weiters hat sich aus den Berechnungen herausgestellt, dass die maßgebende Lastfallkombination für den Nachweis der Holzbauteile die Lastfallkombination LK301 ist (Eigengewicht und Schneelast). Aufgrund der zu berücksichtigenden k_{mod} -Faktoren wird diese Lastfallkombination zumeist maßgebend, obwohl die Schnittgrößen für die Lastfallkombinationen mit Schnee und Wind teilweise größer sind. Aus diesem Grund wird hier für die Darstellung der Schnittgrößen diese Lastfallkombination ausgewählt. Dies ergibt sich vor allem deshalb, weil alle Lastfallkombinationen, die einen Windlastanteil beinhalten der Klasse der Lasteinwirkungsdauer kurz/sehr kurz nach ÖNORM B 1995-1-1 [44] Tab. NA.2.2 zugeordnet werden und damit der k_{mod} Faktor mit $k_{\text{mod}} = 1,0$ angesetzt wird und sich dieser Ansatz gegenüber den Lastfällen ohne Windanteil günstiger auswirkt.

In Bezug auf die charakteristischen Verformungen ist die maßgebende Lastfallkombination die LK2404, die die größten Verformungen im System hervorruft.

II-7.1 DAS GLOBALE LASTABTRAGUNGSSYSTEM

Anhand der Schnittgrößenverläufe kann das globale Lastabtragungssystem des Dachwerks verstanden werden. Wie erwartet, stellt sich ein Mischsystem aus sparren- und pfettendachartigem Lastabtrag ein. Die Sparren können durch die ausgeführten "Gaißfüße" an den Sparren Normalkräfte aufnehmen, die teilweise an die Mittelpfetten und noch mehr an die Mauerbank abgeleitet werden. Die horizontalen Abtriebskräfte aus diesem sparrendachartigen Anteil machen sich an der Mittelpfette durch eine Verdrehung um die eigene Achse bemerkbar, aber werden auch als Querkraft an die Stuhlsäulen weitergegeben. An der Mauerbank werden die Horizontalkräfte über Querkräfte an die Zangen weitergegeben und erzeugen in den Streben des Hängewerks ein zusätzliches Biegemoment. Dieser Effekt ist an der Straßenseite für das Moment in der Strebe ungünstiger, da hier der Kniestock höher ist und die Zangen weiter in der Mitte der Strebe angreifen, als an der Hofseite.

Die Hängewerkskonstruktion ist von diesem Effekt insofern beeinflusst, dass das Kräftepaar, das sich zwischen Bundtram (Zugkräfte) und Druckriegel (Druckkräfte) ausbildet, ungleich ist. Der Bundtram nimmt einerseits die Zugkräfte aus dem Hängewerk und zusätzlich jene Zugkräfte, die aus dem Schließen des Sparrendreiecks notwendig sind, auf. Somit herrschen im Bundtram betragsmäßig größere Normalkräfte vor, als im Druckriegel. D.h. durch den Sparrendachanteil wird der Druckriegel entlastet.

Im Allgemeinen ist, aus den schon im Abschnitt II-3.1.2 beschriebenen Gründen, nicht von einer Hängewerkskonstruktion im eigentlichen Sinn zu sprechen, da der Bundtram einseitig auf der Mittelwand aufgelagert ist. Das zeigt sich auch in den Ergebnissen der Berechnung. Die hofseitigen Säulen über dem Auflager sind deutlich druckbeansprucht, was auch an den oftmals lockeren Hängeeisen an diesen Stellen bemerkbar war. Es liegt somit im Gegensatz zu typischen Hängewerken auch im Eigengewichtslastfall eine deutlich asymmetrische Lastabtragung vor.

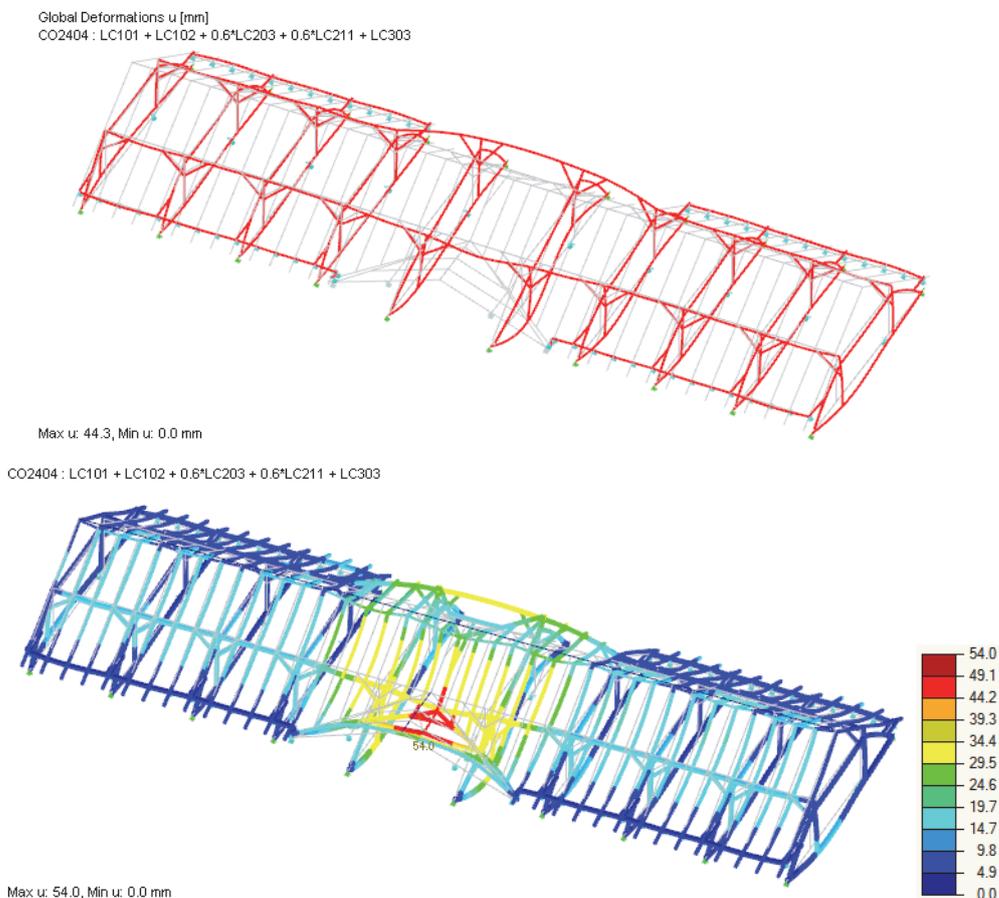


Abb. 121 Globale Verformungen aufgrund LK2404; die größten Deformationen treten im Bereich der Gaupe auf
Oben: Verformungen des Primärtragwerkes
Unten: gesamtes Tragwerk mit Werteskala

II-7.2 REGELFELDER

Als Vereinfachung werden im ersten Schritt die räumlichen Effekte des Tragsystems in der folgenden Darstellung nicht aufgeführt, d.h. nur die Schnittgrößen und Auflagerkräfte in der Hängewerksebene werden dargestellt.

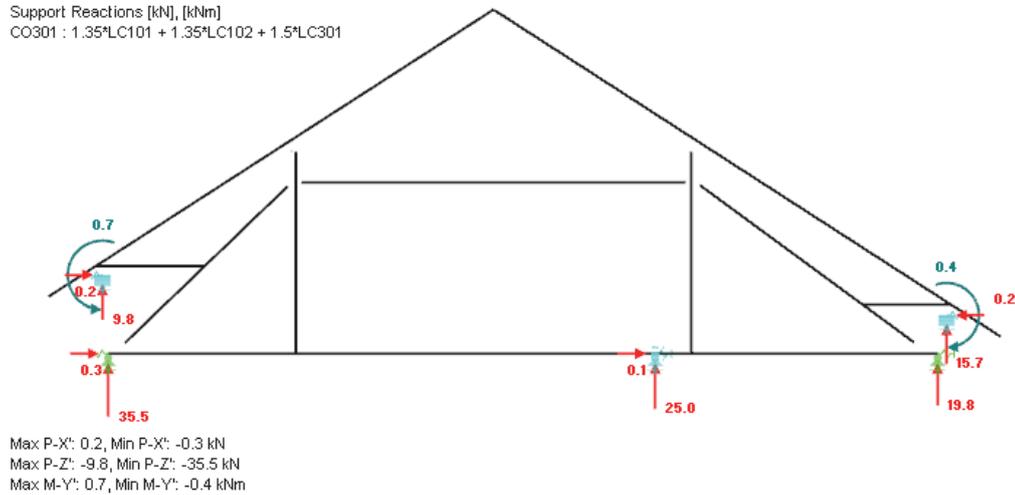
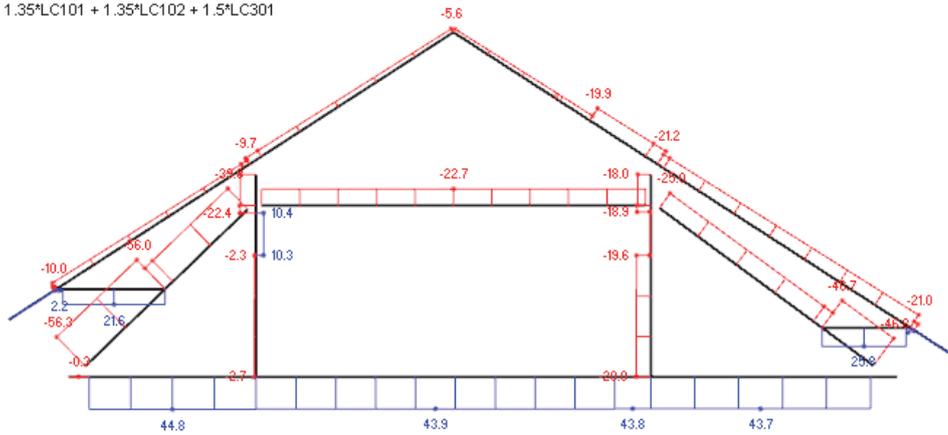


Abb. 122 Auflagerkräfte für die Regelfelder; dargestellt an der Achse 5 und der Lastfallkombination LK301

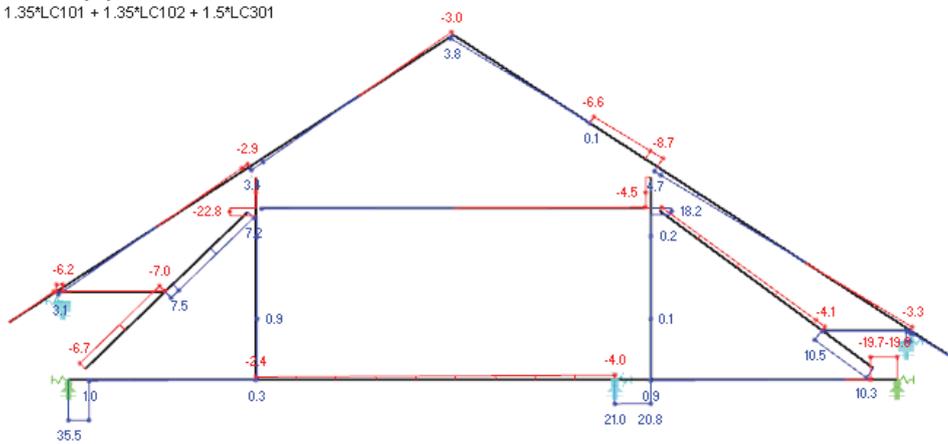
An den Auflagerkräften in Abb. 122 ist zu erkennen, dass ein kleiner Teil der horizontalen Kräfte in das Kniestockmauerwerk eingeleitet wird. Siehe dazu die zuvor angestellten Betrachtungen zur Steifigkeit der Mauerbanklagerung in Abschnitt II-6.3.2. Durch die gesperrte Verdrehung der Mauerbankauflager entsteht ein Moment, das aber über die Vertikalkraft des Auflagers überdrückt wird.

Internal Forces N [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



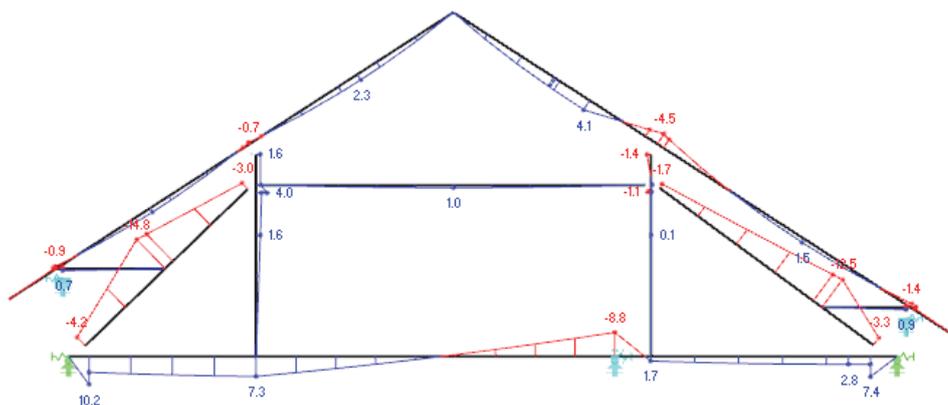
Max N: 44.8, Min N: -56.3 kN

Internal Forces V-z [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max V-z: 35.5, Min V-z: -22.8 kN

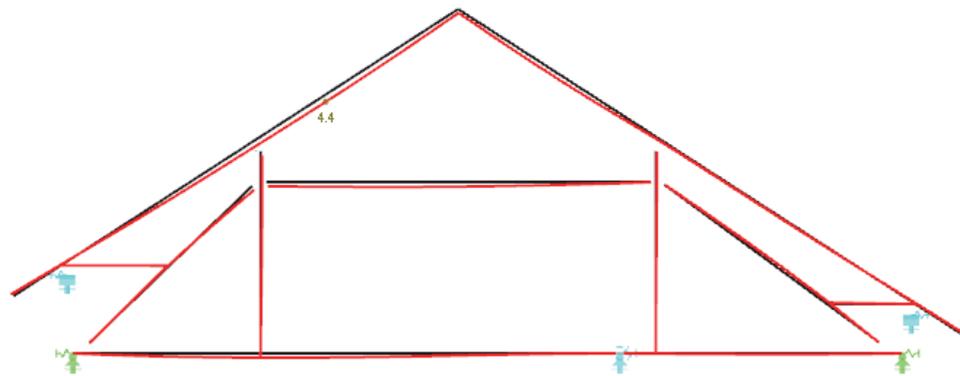
Internal Forces M-y [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-y: 10.2, Min M-y: -14.8 kNm

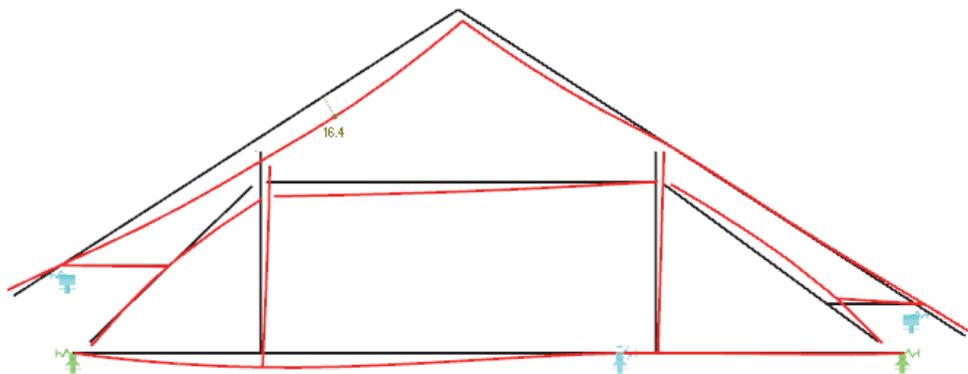
Abb. 123 Typische Schnittgrößenverläufe für die Regelfelder; dargestellt an der Achse 5 und der Lastfallkombination LK301

Global Deformations u [mm]
CO2101 : LC101 + LC102



Max u: 4.4, Min u: 0.0 mm

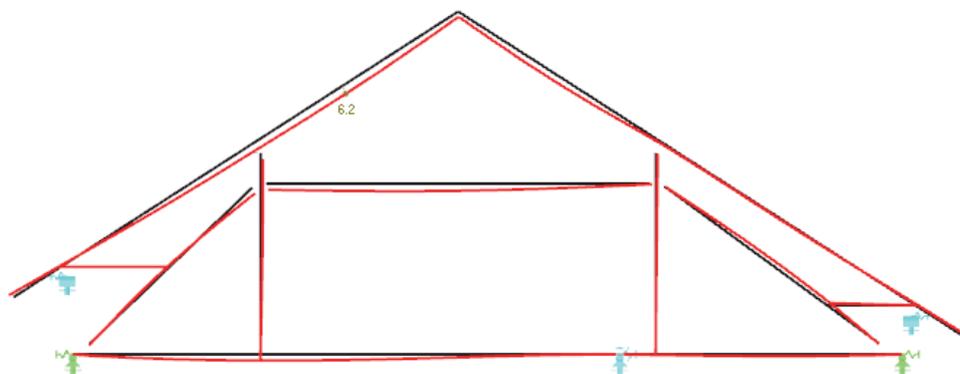
Global Deformations u [mm]
CO2404 : LC101 + LC102 + 0.6*LC203 + 0.6*LC211 + LC303



Max u: 16.4, Min u: 1.2 mm

Abb. 124 Verformungsbild der Achse 5 unter charakteristischen Lasten; 20-fach überhöht dargestellt
Oben: ständige Lasten
Unten: maßgebende Lastfallkombination LK2404 (beinhaltet Schneelast straßenseitig und Winddruck aus Westen)

Global Deformations u [mm]
CO3101 : LC101 + LC102



Max u: 6.2, Min u: 0.0 mm

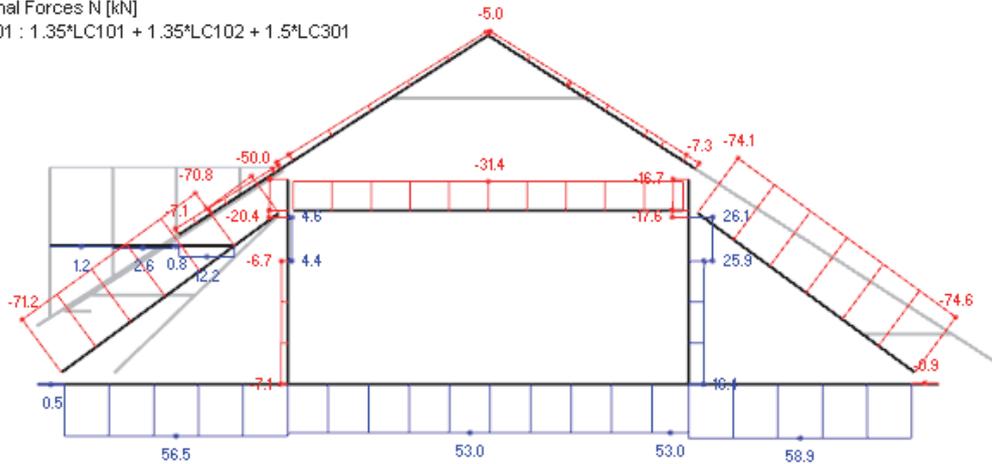
Abb. 125 Verformungsbild der Achse 5 unter quasi-ständigen Lasten; 20-fach überhöht dargestellt

II-7.3 MITTELTEIL

Auch hier werden wiederum nur die Schnittgrößen und Auflagerkräfte in der Ebene des Hängewerks dargestellt. Räumliche Effekte aus den Stuhlwänden (Schnittgrößen aus der Ebene; V_y , M_z) werden nicht abgebildet.

Internal Forces N [kN]

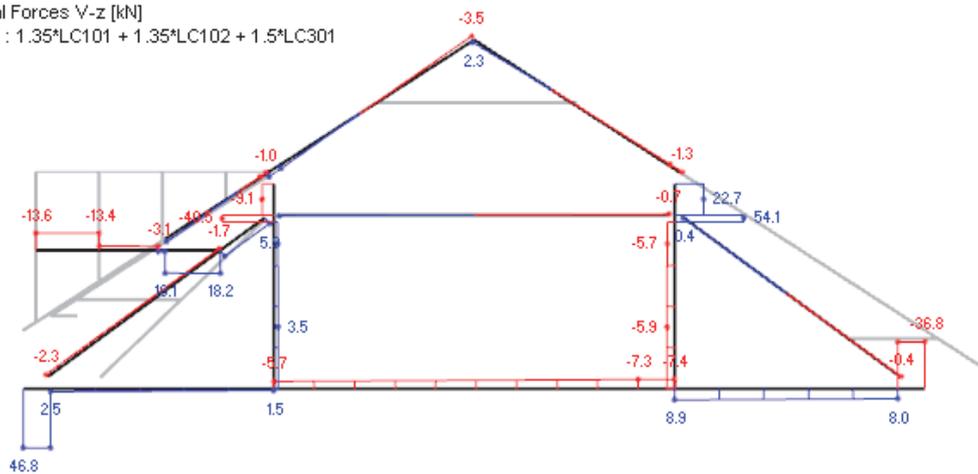
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max N: 58.9, Min N: -74.6 kN

Internal Forces V-z [kN]

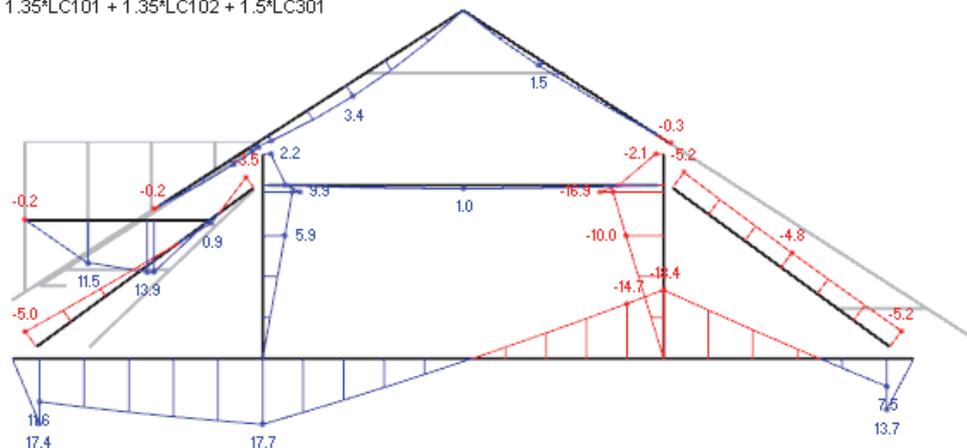
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max V-z: 54.1, Min V-z: -40.5 kN

Internal Forces M-y [kNm]

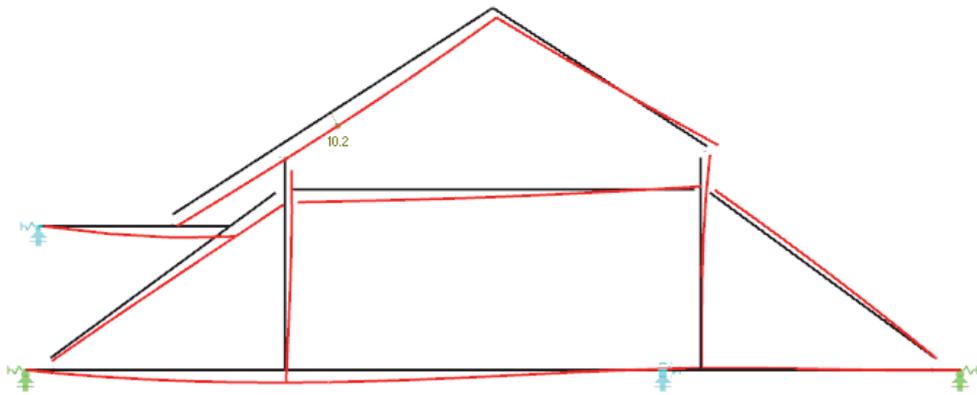
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-y: 17.7, Min M-y: -18.4 kNm

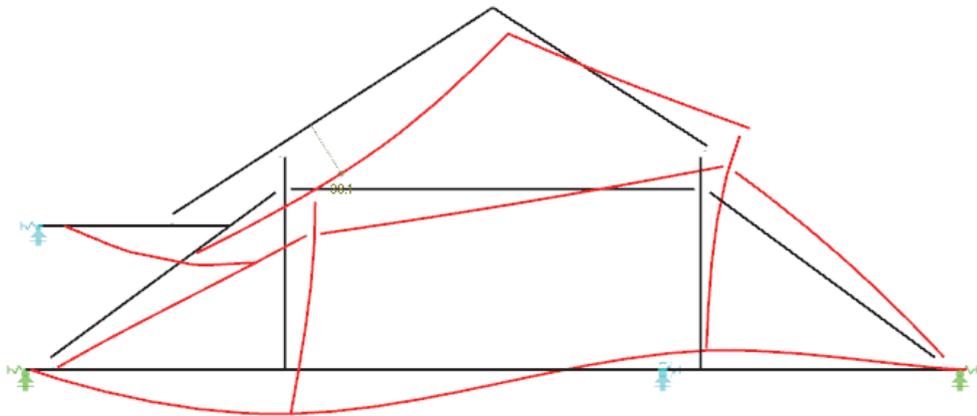
Abb. 126 Schnittgrößenverläufe für das Dachtragwerk im Mittelteil; dargestellt an der Achse 8 und der Lastfallkombination LK301

Global Deformations u [mm]
CO2101 : LC101 + LC102



Max u : 10.2, Min u : 0.5 mm

Global Deformations u [mm]
CO2404 : LC101 + LC102 + 0.6*LC203 + 0.6*LC211 + LC303



Max u : 38.1, Min u : 3.4 mm

Abb. 127 Verformungsbild der Achse 8 unter charakteristischen Lasten; 20-fach überhöht dargestellt
Oben: ständige Lasten
Unten: maßgebende Lastfallkombination LK2404 (beinhaltet Schneelast straßenseitig und Winddruck aus Westen)

Durch die Gaube und den abgebrochenen Teil des Dachtragwerks über dem Mitteltrakt ist die Asymmetrie des Tragwerks im Mittelbereich (Bereich III, siehe Abschnitt II-3.1) besonders stark ausgebildet. Das wird auch in den Schnittgrößenverläufen und den Verformungsbildern ersichtlich. Durch die fehlende Sparrendachwirkung an den Mauerbänken müssen die Horizontalkräfte der Sparren in diesem Bereich über die Mittelpfette übertragen und in weiterer Folge von der Stuhlsäule aufgenommen werden. Deswegen ergeben sich hier verhältnismäßig große Belastungen in der Stuhlsäule. Zusätzlich hebt der Bundtram nun rechnerisch vom Mittelaufleger ab, und das Tragwerk verhält sich unter diesen Umständen als typisches Hängewerk bei asymmetrischer Belastung.

Support Reactions [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301

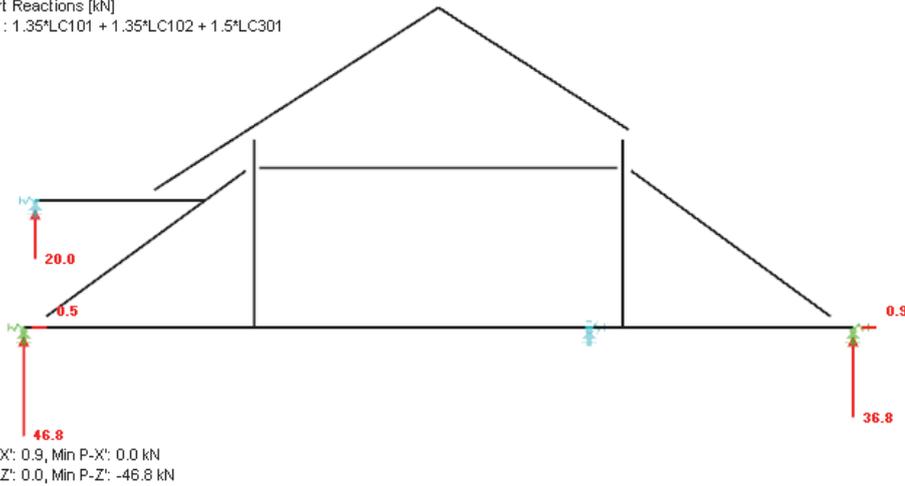


Abb. 128 Auflagerkräfte für die Dachkonstruktion im Mittelteil; dargestellt an der Achse 8 und der Lastfallkombination LK301

II-7.4 STUHLWÄNDE

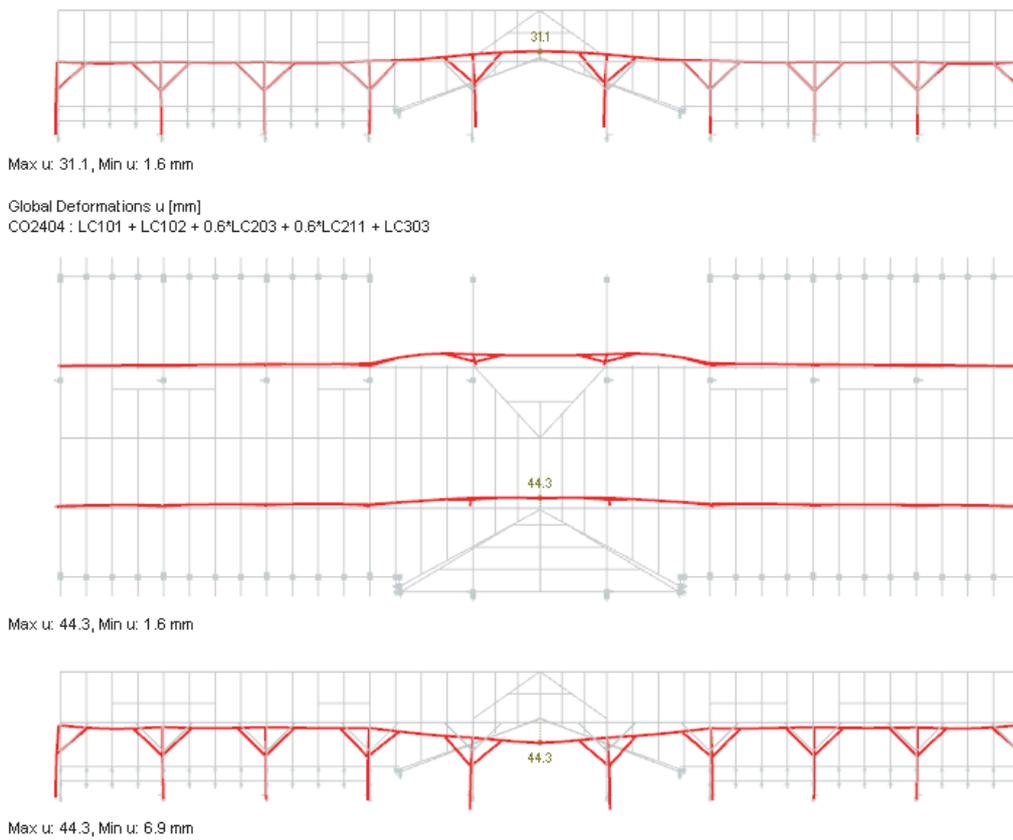


Abb. 129 Verformungsbild der Stuhlwände unter charakteristischen Lasten in der maßgebenden LK2404; 20-fach überhöht dargestellt
Oben: hofseitige Stuhlwand
Mitte: Ansicht von oben
Unten: straßenseitige Stuhlwand

Die Verformungen der Stuhlwände für die maßgebende Lastfallkombination sind in Abb. 129 dargestellt. Durch die aussteifende Wirkung der Kopfbänder werden die Stuhlsäulen und Bundträme auch in Firstrichtung belastet. In den weiteren Abbildungen (Abb. 130 bis Abb. 132) sind die Schnittgrößen für die Lastfallkombination LK301 dargestellt.

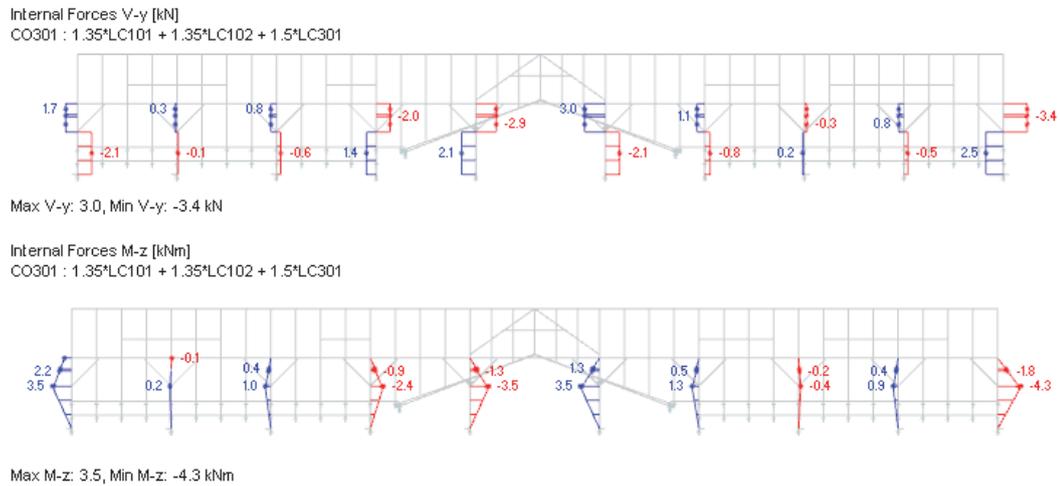


Abb. 130 Stuhlsäulen Hofseitig; Schnittgrößen in Firstrichtung in der Lastfallkombination LK301
Oben: Querkraftverläufe
Unten: Momentenverläufe

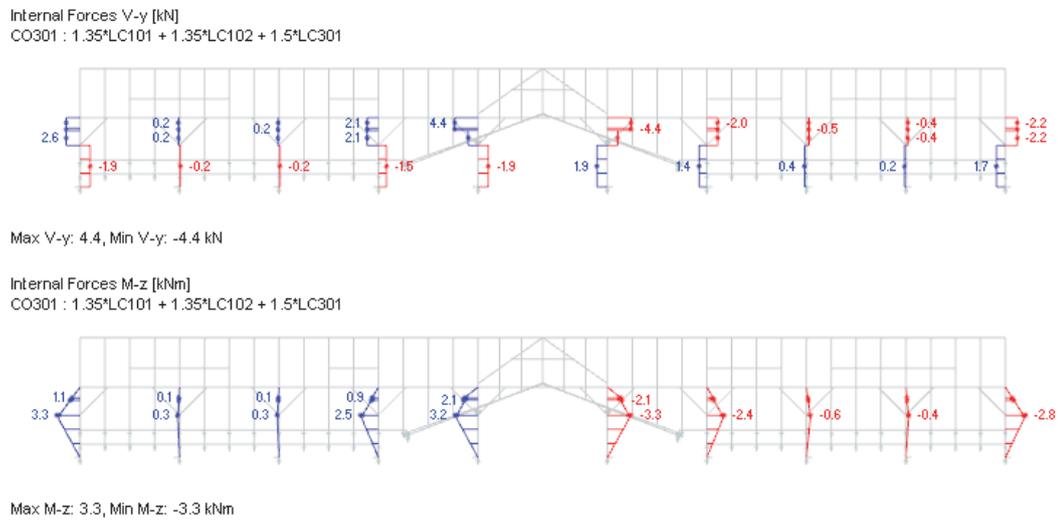
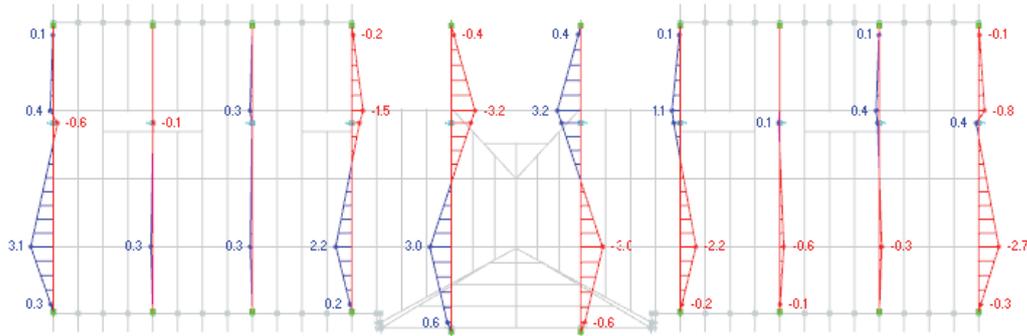


Abb. 131 Stuhlsäulen Straßenseitig; Schnittgrößen in Firstrichtung in der Lastfallkombination LK301
Oben: Querkraftverläufe
Unten: Momentenverläufe

Internal Forces M-z [kNm]

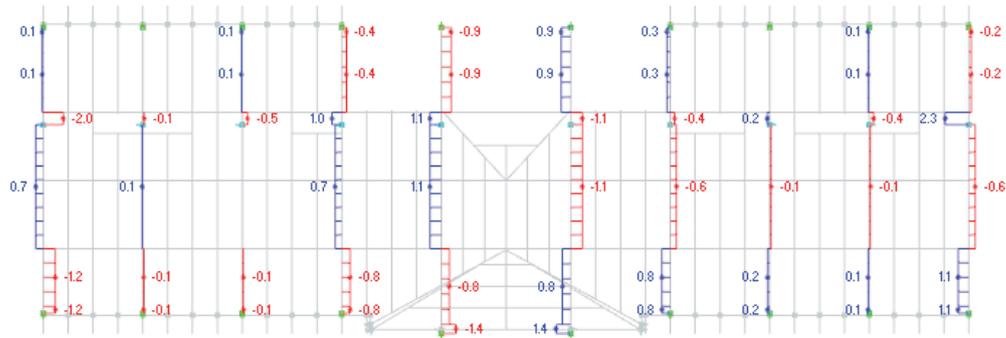
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-z: 3.2, Min M-z: -3.2 kNm

Internal Forces V-y [kN]

CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



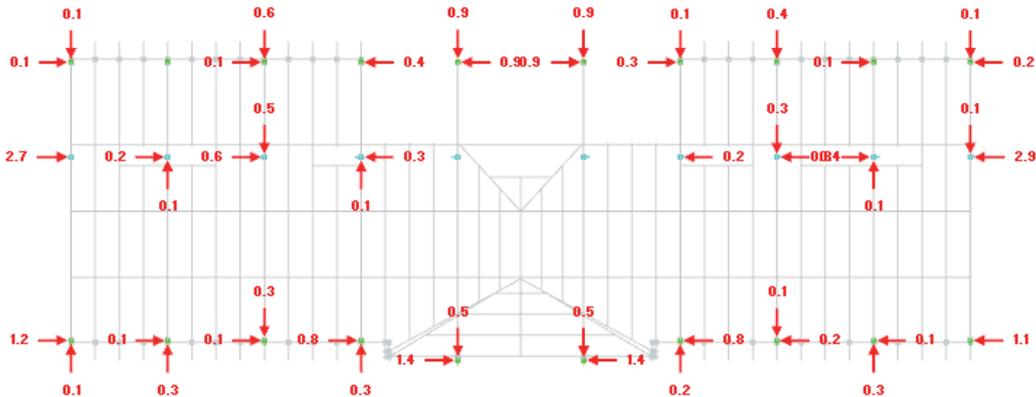
Max V-y: 2.3, Min V-y: -2.0 kN

Abb. 132 Bundträme; Schnittgrößen in Firstrichtung in der Lastfallkombination LK301
 Oben: Querkraftverläufe
 Unten: Momentenverläufe

Abschließend sollen hier noch die horizontalen Auflagerkräfte für die Lastfallkombination LK301 in Bundtrameebene gezeigt werden.

Support Reactions [kN]

CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max P-X': 0.9, Min P-X': -0.3 kN

Max P-Y': 2.7, Min P-Y': -2.9 kN

Abb. 133 horizontale Auflagerkräfte in Bundtrameebene

II-7.5 PFETTEN

Die Mittelfetten werden in allen Lastrichtungen beansprucht. Besonders im Mittelteil kommt es auch zu Torsionsbelastungen. Diese äußern sich auch in der Realität durch beobachtbare Verdrehungen (siehe auch Abschnitt II-3.4.3). Bei der Berechnung sind die Schwindrisse in Bezug auf die Torsionssteifigkeit berücksichtigt, indem 50% der Steifigkeit des rissfreien Rechteckquerschnittes angesetzt werden. (vgl. [18] S.65)

Durch die fehlende Sparrendachwirkung im Bereich des aufgestockten Mitteltraktes (siehe auch Abschnitt II-3.4.2) ist die Verdrehung der Mittelfette an dieser Stelle zu erklären.

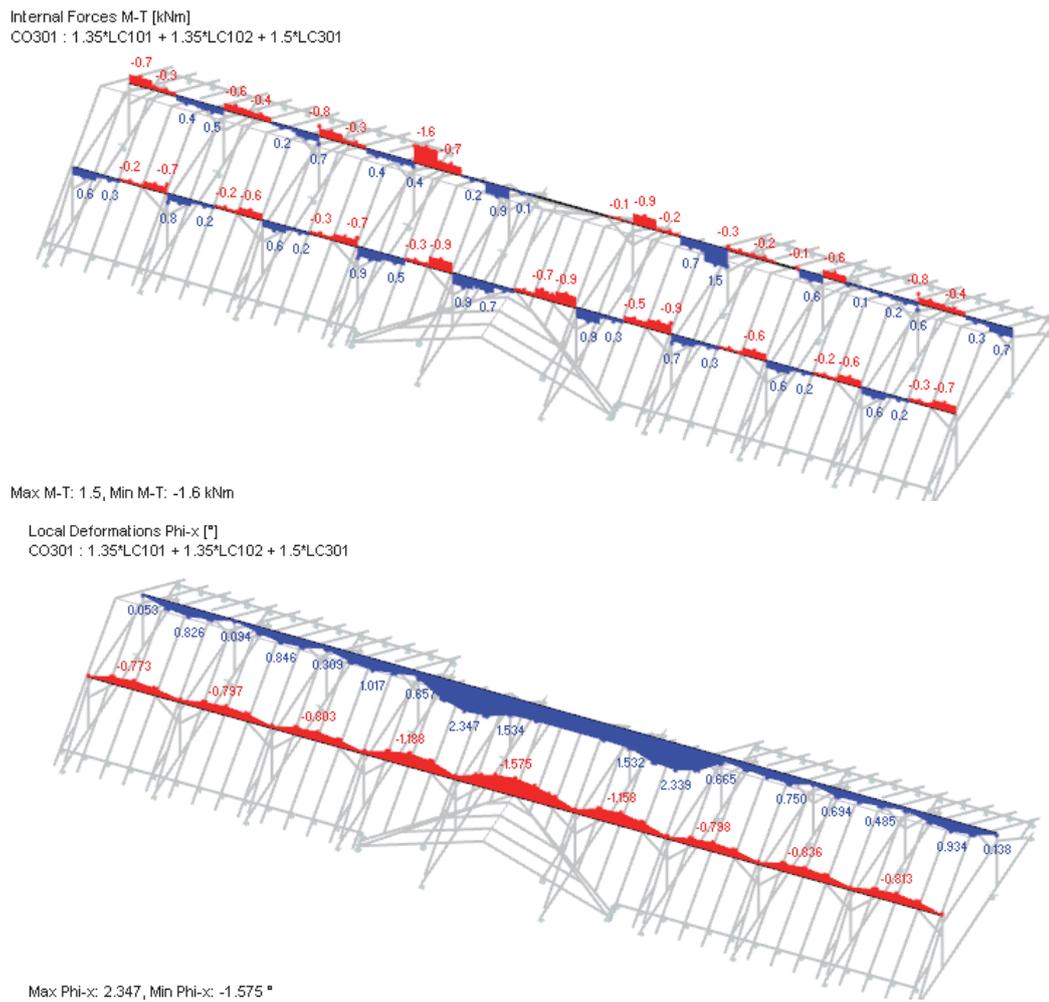
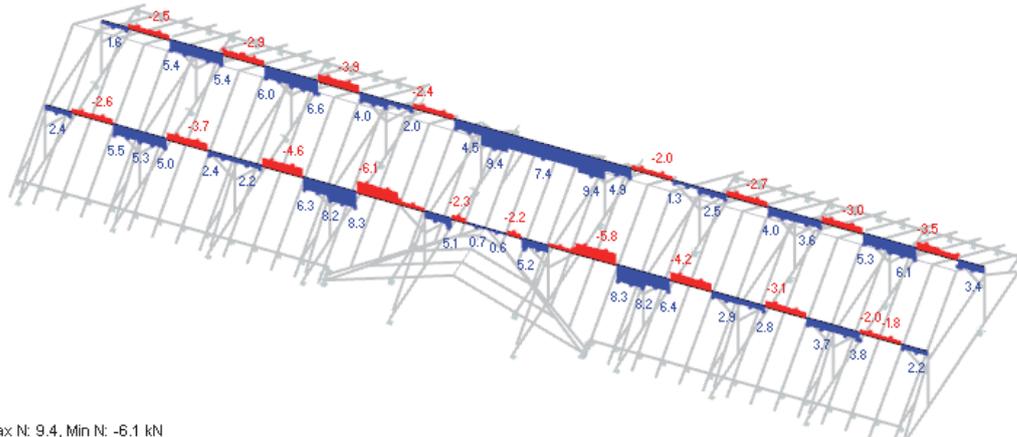


Abb. 134 Torsionsmoment und Verdrehung der Mittelfetten bei Lastfallkombination LK301
Oben: Torsionsmoment
Unten: Verdrehung um die Längsachse

Internal Forces N [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



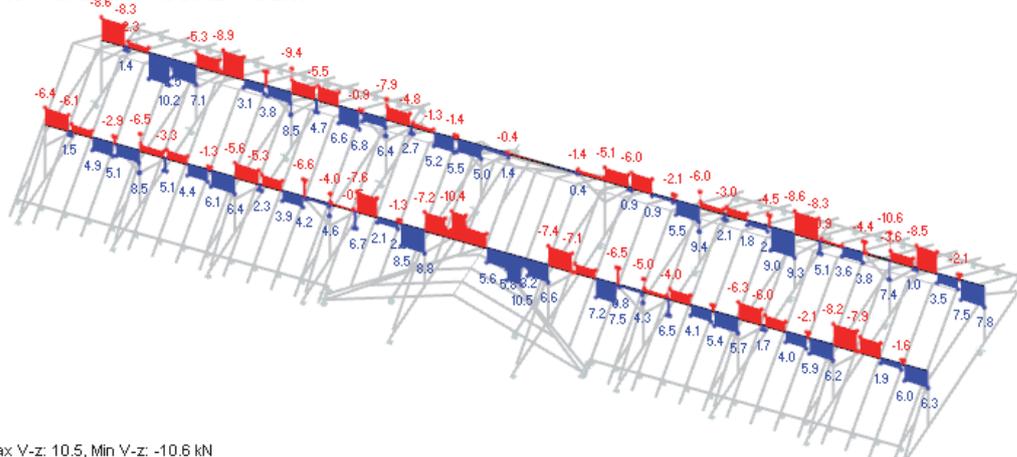
Max N: 9.4, Min N: -6.1 kN

Abb. 135 Normalkraft in den Mittelpfetten bei Lastfallkombination LK301

Die größere Normalkraft im Mittelteil der hofseitigen Mittelpfette ergibt sich aus dem horizontalen Kraftanteil der beiden Ichsensparren, die im Zuge der Aufstockung des Mitteltraktes an dieser Stelle gekappt wurden und nun auf der Mittelpfette den Fußpunkt haben.

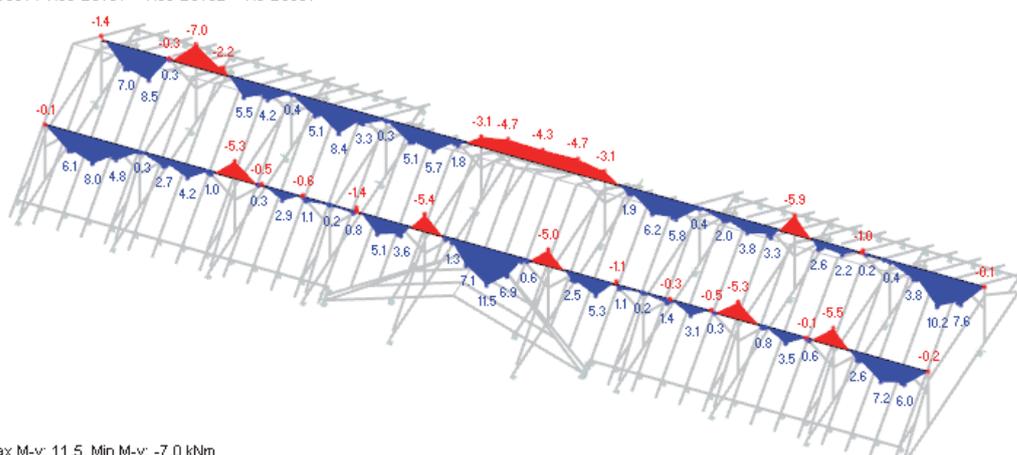
Der Momentenverlauf der Pfetten ist in den Abbildungen Abb. 136 und Abb. 137 ersichtlich. dabei sind die maßgebenden Stellen wiederum im Mittelteil zu finden, was auf die schon zuvor beschriebenen Effekte zurückzuführen ist. Straßenseitig ist das Auflager der Ichsensparren der Gaupe auf der Pfette zu nennen.

Internal Forces V-z [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max V-z: 10.5, Min V-z: -10.6 kN

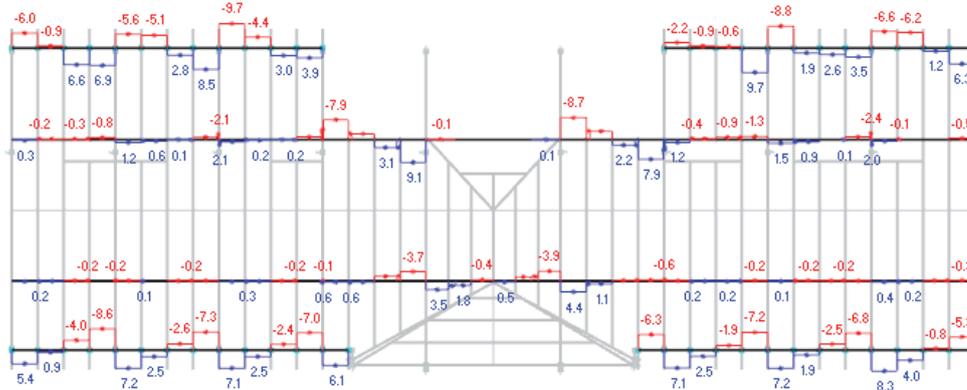
Internal Forces M-y [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-y: 11.5, Min M-y: -7.0 kNm

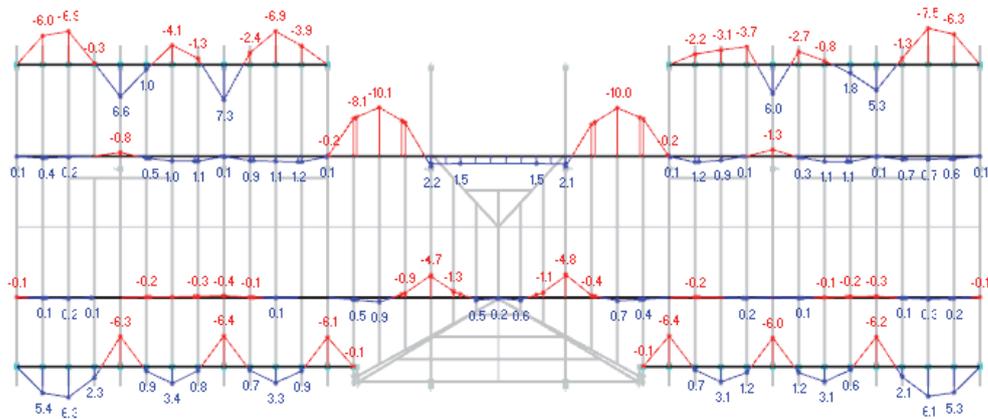
Abb. 136 Querkraft Vz und dazugehöriges Moment My für die Lastfallkombination LK301

Internal Forces V-y [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max V-y: 9.7, Min V-y: -9.7 kN

Internal Forces M-z [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-z: 7.3, Min M-z: -10.1 kNm

Abb. 137 horizontaler Querkraft- und Momentenverlauf der Mittelfetten und Mauerbänke für die Lastfallkombination LK301

II-8 BAUTEILNACHWEISE DER BESTANDSSITUATION

Durch die große Anzahl an modellierten Stäben und Lastfallkombinationen ist es in einem räumlichen Berechnungsmodell schwierig, die maßgebenden Schnittgrößen und Stellen im Tragwerk zu identifizieren. Für diese Fälle bietet es sich an, automatisierte Nachweisprogramme zu nutzen. Im Programmumfang der verwendeten Ingenieursoftware DLUBAL RSTAB [63] ist das Zusatzmodul HOLZ-PRO vorhanden, das es erlaubt, Nachweise für Holzbauteile nach Norm automatisiert zu führen. Somit gelingt es mit verhältnismäßig geringem Aufwand, die erforderlichen Querschnitts- bzw. Stabilitätsnachweise für die einzelnen Bauteile zu führen und in diesem Zuge auch die maßgebenden Lastfälle herauszufiltern. Die Vorgehensweise bei den Bauteilnachweisen wird festgelegt, indem zuerst die Bruttoquerschnitte für alle Lastkombinationen automatisiert mit der erwähnten Software analysiert werden. Auf Basis der Ergebnisse können die maßgebenden Stellen (Hängewerksachsen, Sparrenachsen, etc.) und die maßgebenden Lastfallkombinationen identifiziert werden und mit diesen Erkenntnissen ggf. weitere Berechnungen angestellt werden. Durch diese Vorgehensweise wird der Aufwand für die Berechnung auch an einem komplexen 3D-Modell einigermaßen in Grenzen gehalten.

Als Vorgehensweise zur Ermittlung der Auswirkungen von erhöhten Lasten durch den Dachausbau wird festgelegt, dass zuerst die Bestandssituation ausgewertet wird und ein maßgebender Lastfall ermittelt wird. Da sich beim Dachausbau nur der Anteil der ständigen Lasten verändert, wird davon ausgegangen, dass dieselbe Lastfallkombination im Hinblick auf die veränderlichen Lastanteile auch für das ausgebaute Dachgeschoß maßgebend ist.

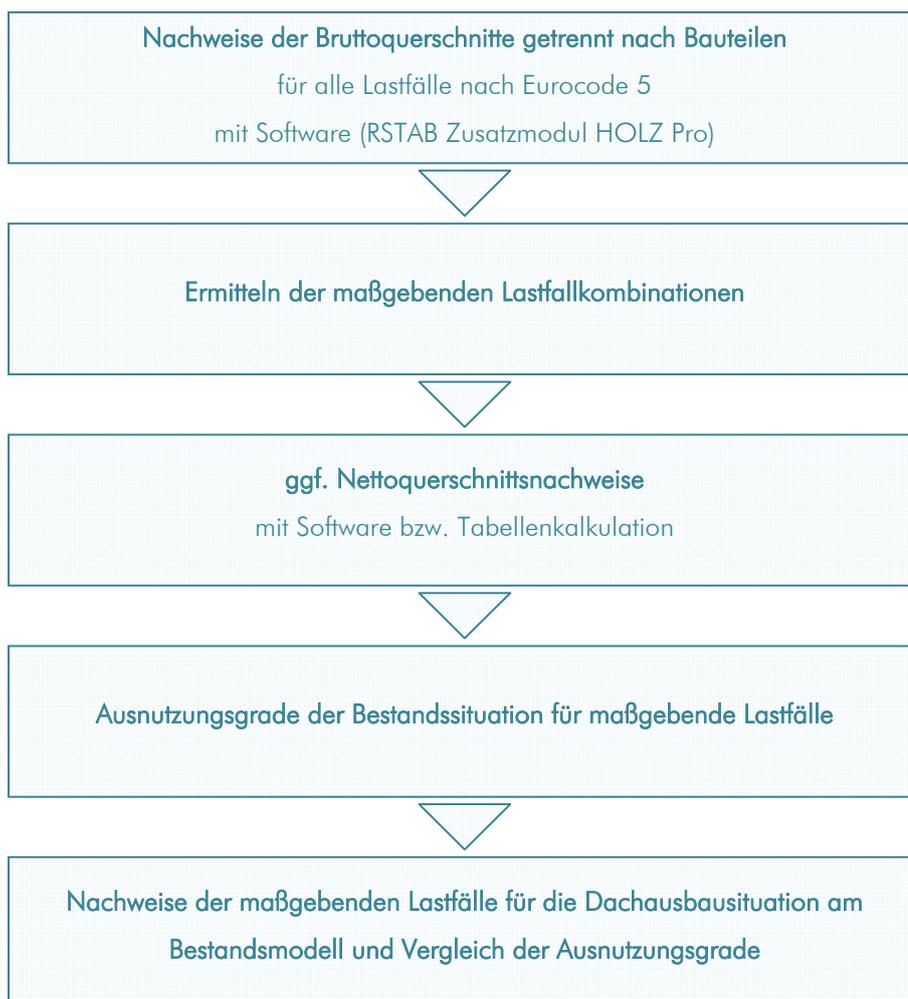


Abb. 138 Vorgehensweise bei der Analyse der Bauteile

II-8.1 BRUTTOQUERSCHNITTSNACHWEISE

Die Bruttoquerschnitte können direkt im Stabwerksprogramm ausgewertet werden. Die Berechnung erfolgt im RSTAB-Zusatzmodul HOLZ-Pro nach dem EUROCODE 5 (vgl. ÖNORM EN 1995-1-1 [45]) und dem nationalen Anhang nach ÖNORM B 1995-1-1 [44]. Für die Stabilitätsnachweise wird das Ersatzstabverfahren angewendet.

Die Auswertung der Ausnutzungen erfolgt getrennt nach Bauteilen und getrennt nach Mittelbereich (Achse 8 und Achse 9) und Regelfeldern. Bei den Regelfeldern wird als Referenz immer die Achse 5 ausgewertet. Wenn diese nicht maßgebend ist, wird auch die maßgebende Stelle ausgegeben.

II-8.1.1 Sparren

Aus Darstellungsgründen werden die Ergebnisse der Sparren nach Hofseite und Straßenseite getrennt ausgewiesen.

Die Auswertung der Sparren erfolgt getrennt nach Querschnittsnachweis und Stabilitätsnachweis. Die Knicklänge der Sparren wird mit 1,0 angenommen, d.h. sie ist gleich dem Abstand zwischen First und Fußfette. Knicken und Biegedrillknicken in der Dachebene ist aufgrund der Dachlattung nicht möglich.

Knicklängen: Hofseite = 6,62m; Straßenseite = 7,65m

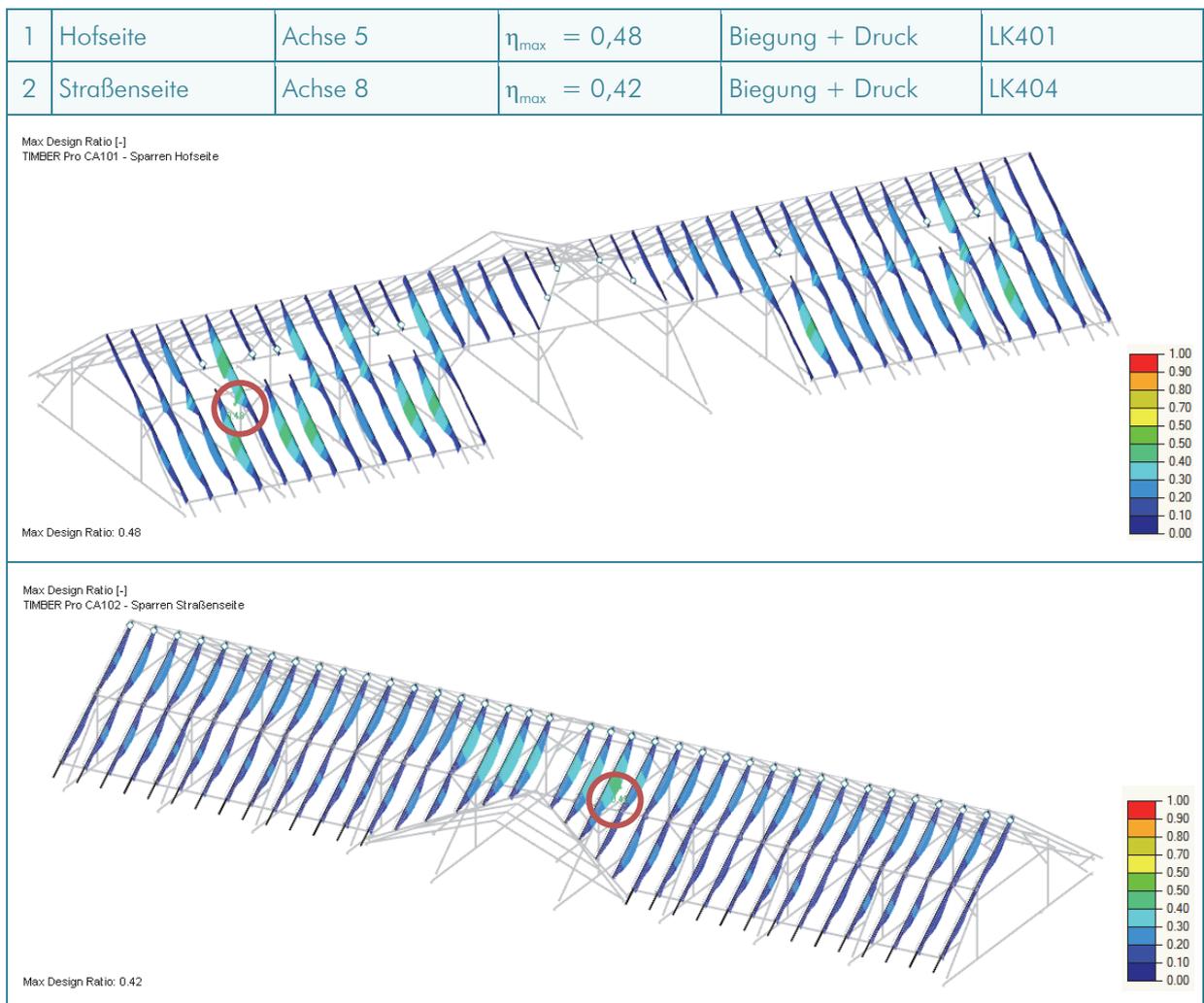


Abb. 139 Querschnittsnachweise Sparren. Oben: Hofseite; Unten: Straßenseite

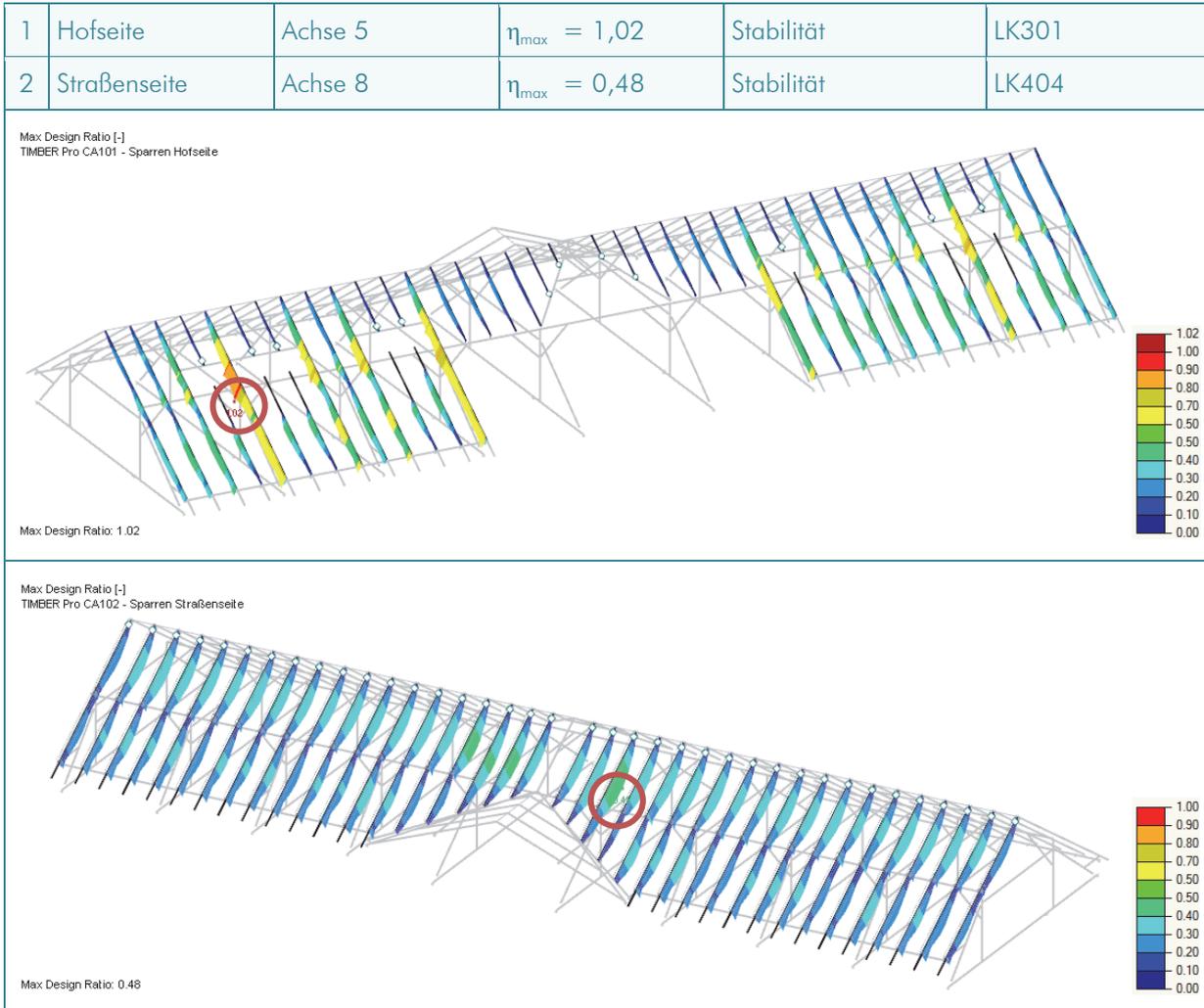


Abb. 140 Stabilitätsnachweise Sparren. Oben: Hofseite; Unten: Straßenseite

II-8.1.2 Bundtram

Es werden nur Querschnittsnachweise geführt, da die Bundträme durch die vorhandenen Zugkräfte nicht stabilitätsgefährdet sind.

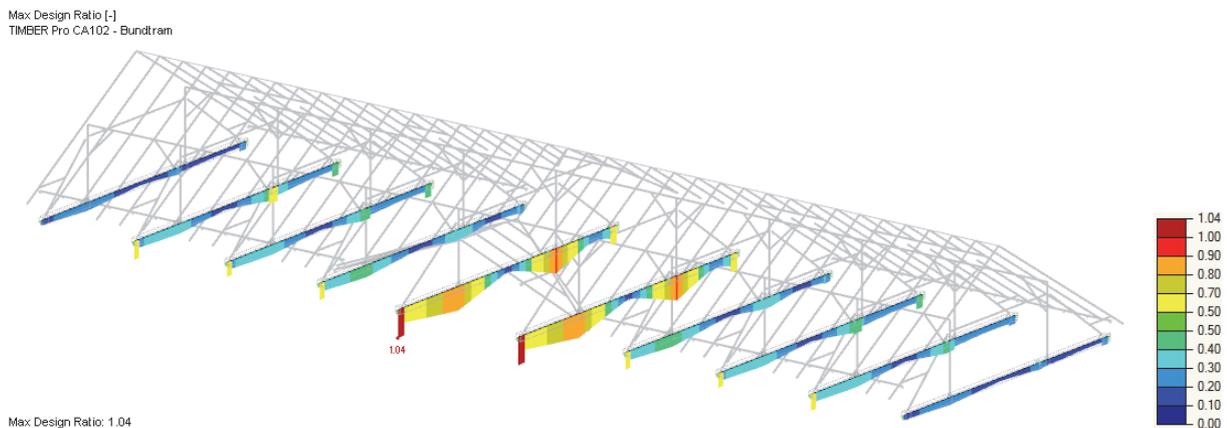


Abb. 141 Querschnittsnachweise Bundtram

Die maximale Ausnutzung befindet sich im Bereich des Auflagers und betrifft den Schubnachweis. Aufgrund einer auflagnahen Einzellast kann die Querkraft nach EUROCODE 5 [45] Abs. 6.1.7 vernachlässigt, bzw. nach dem Nationalen Anhang (vgl. ÖNORM B 1995-1-1 [44]) abgemindert werden. Durch die Abminderung ist der Querschnitt an dieser Stelle zu 81% ausgenutzt und nicht mehr maßgebend für den Bundtram.

Ohne die Berücksichtigung des Auflagerbereiches ergibt sich eine Ausnutzung von 93% im Bereich zwischen dem Mittelaufleger und der hofseitigen Stuhlsäule.

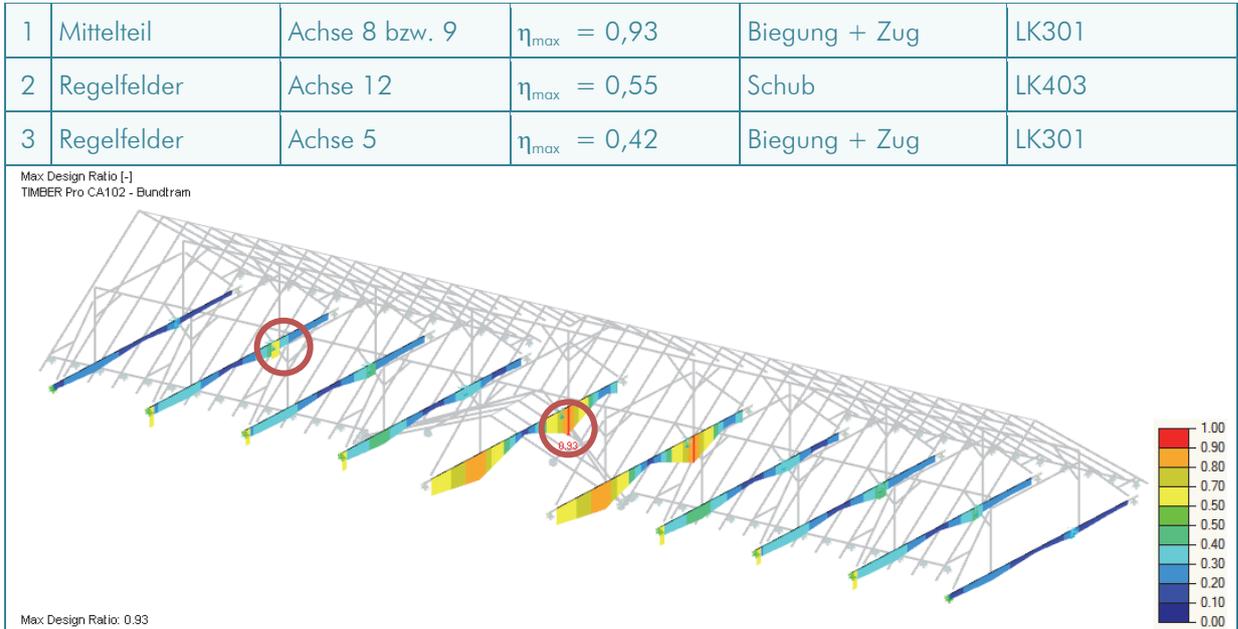


Abb. 142 Bruttoquerschnittsnachweise Bundtram ohne Berücksichtigung der Auflagerstäbe

II-8.1.3 Streben

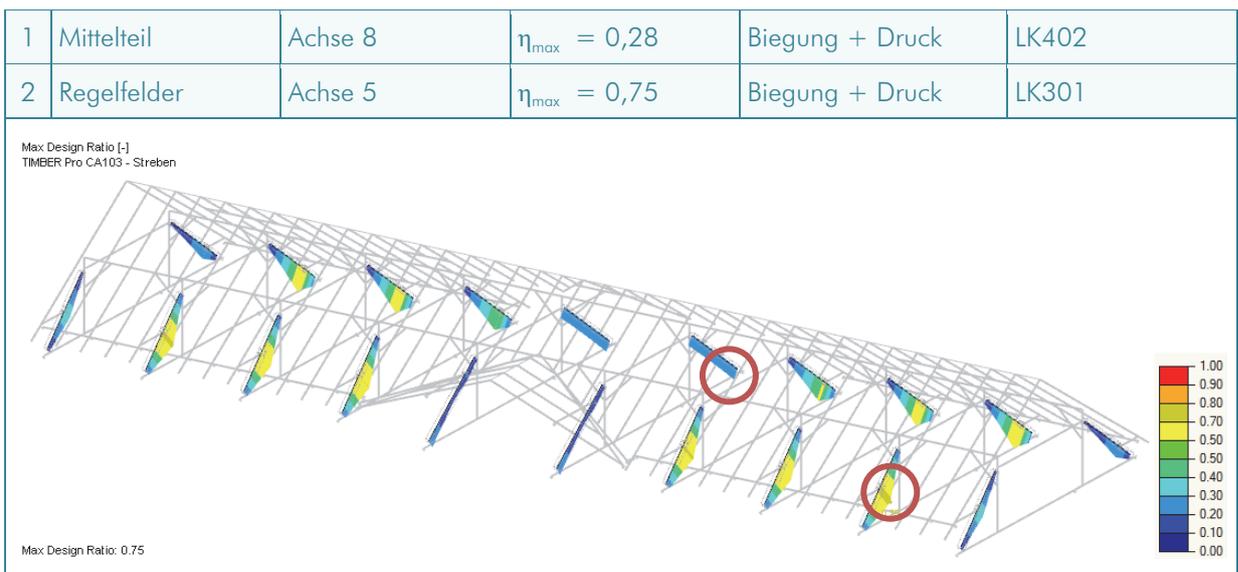


Abb. 143 Bruttoquerschnittsnachweise Streben

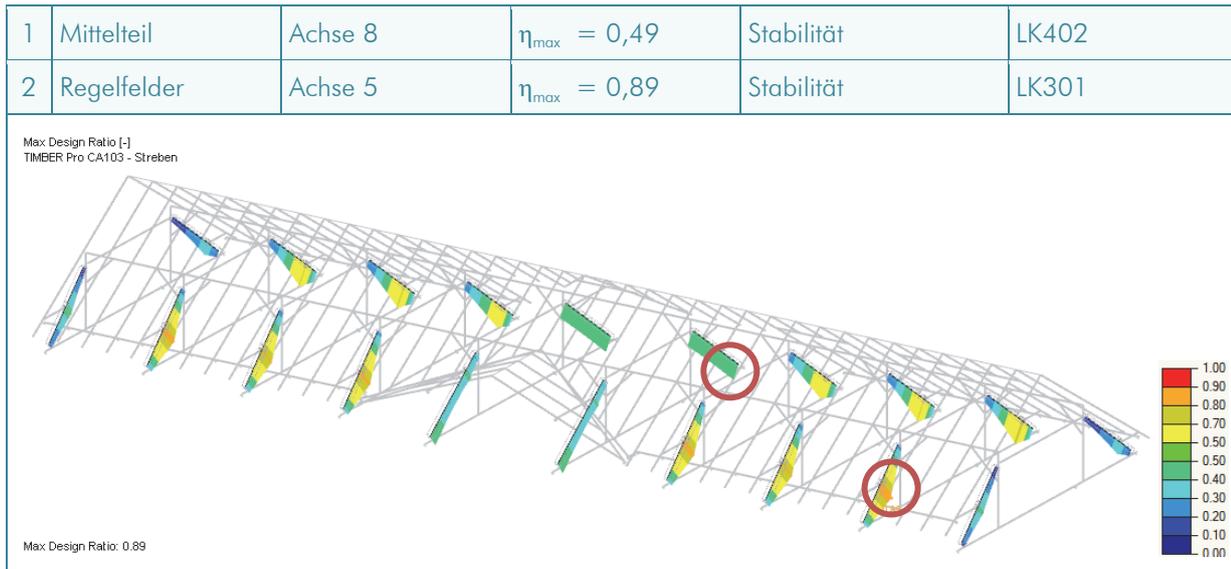


Abb. 144 Stabilitätsnachweise Streben

Die größte Ausnutzung der Streben ist an der Stelle, wo die Zangen angeschlossen werden. Diese erzeugen eine zusätzliche Biegebeanspruchung im Querschnitt. Auf der Straßenseite ist dieser Effekt mehr ausgeprägt, da die Mauerbank hier höher ist und so die Zangen eher in der Mitte der Streben angreifen.

Für den Stabilitätsnachweis wurde die Knicklänge der Streben mit der einfachen Länge angenommen.

II-8.1.4 Druckriegel

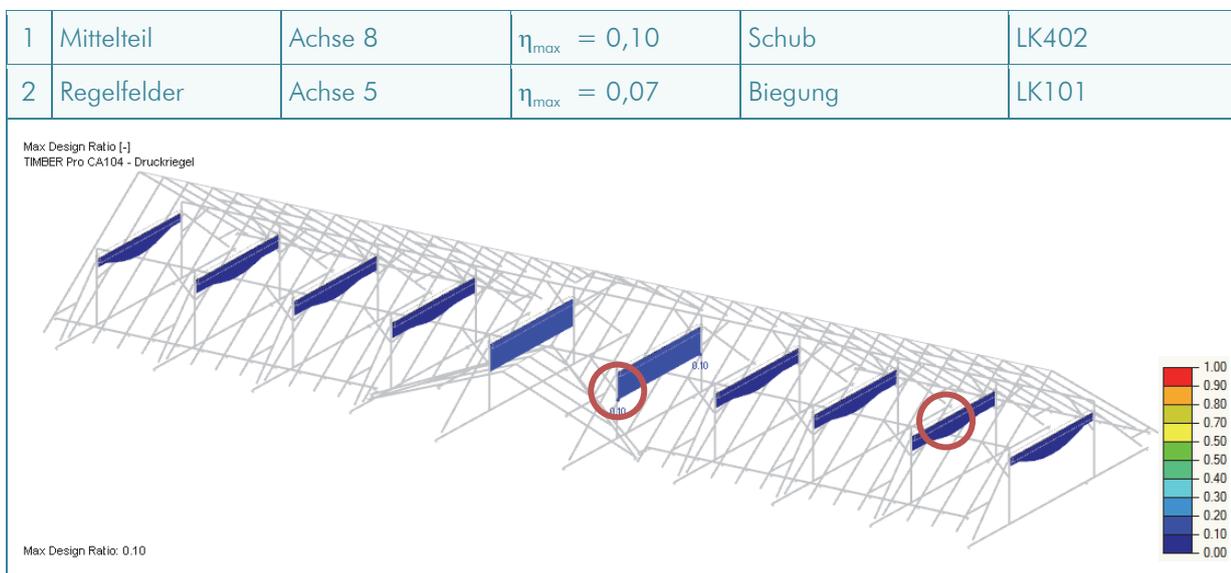


Abb. 145 Querschnittsnachweise Druckriegel

Insgesamt sind die Druckriegel nicht sehr hoch ausgenutzt, da die Druckkräfte eher zentrisch eingeleitet werden und außer dem Eigengewicht keine Querkräfte wirken, die eine Biegebeanspruchung hervorrufen.

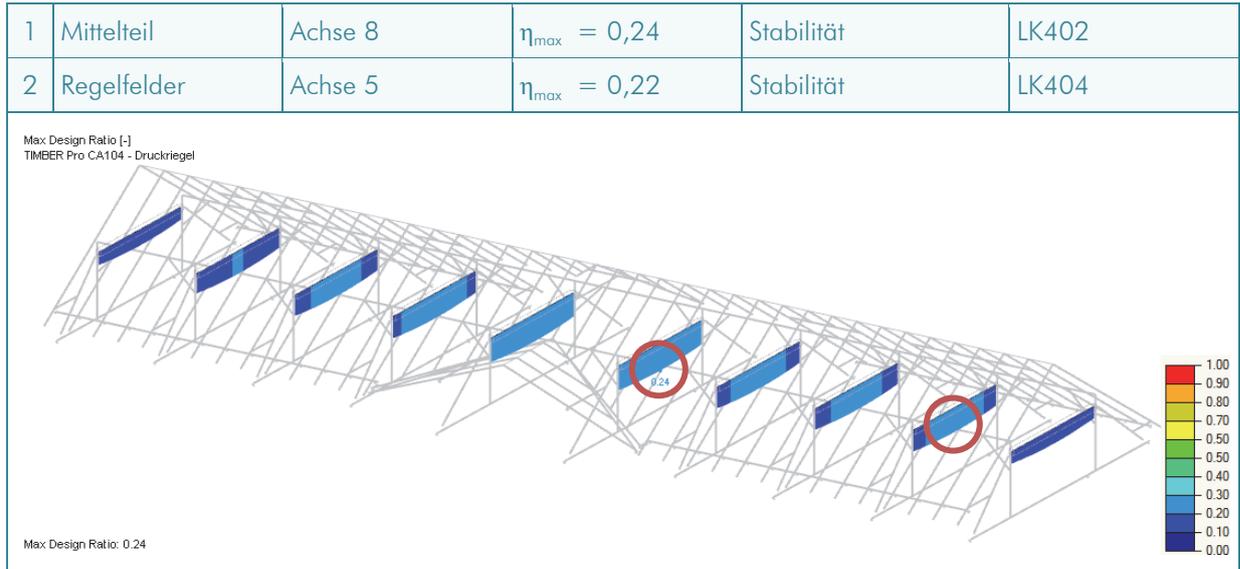


Abb. 146 Stabilitätsnachweise Druckriegel

II-8.1.5 Säulen

Beim Nachweis der Säulen kommt die größte Ausnutzung im Mittelbereich vor. Diese resultiert aus dem Sparrenschub, der über die Mittelpfetten in die Säulen eingeleitet wird. Außerdem sind hier aus Gründen der ausgeprägten Asymmetrie im Mittelteil größere Belastungen vorhanden. Durch den Abstand von der Lasteinleitung bis zur Stützung durch die Streben von ca. 0,5 entsteht hier das maßgebende Biegemoment.

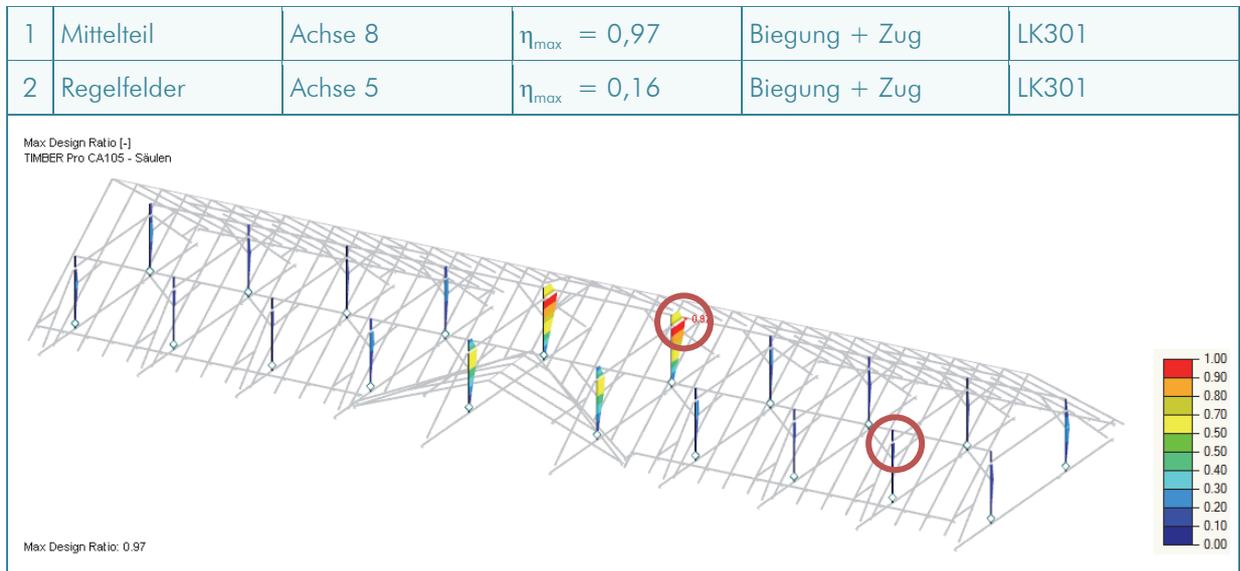


Abb. 147 Querschnittsnachweise Säulen

Für die Stabilitätsnachweise wird zur Abschätzung der Auswirkungen eine Knicklänge von einmal der Länge der Säulen angenommen, obwohl diese durch den Druckriegel und die Strebe, bzw. durch die Kopfbänder stabilisiert wird. Der Stabilitätsnachweis sollte für die Säulen in der Realität eher nicht maßgebend werden, da diese in Teilabschnitten, z.B. durch den Anschluss der Kopfbänder, auch nur mit Zugkräften belastet sind.

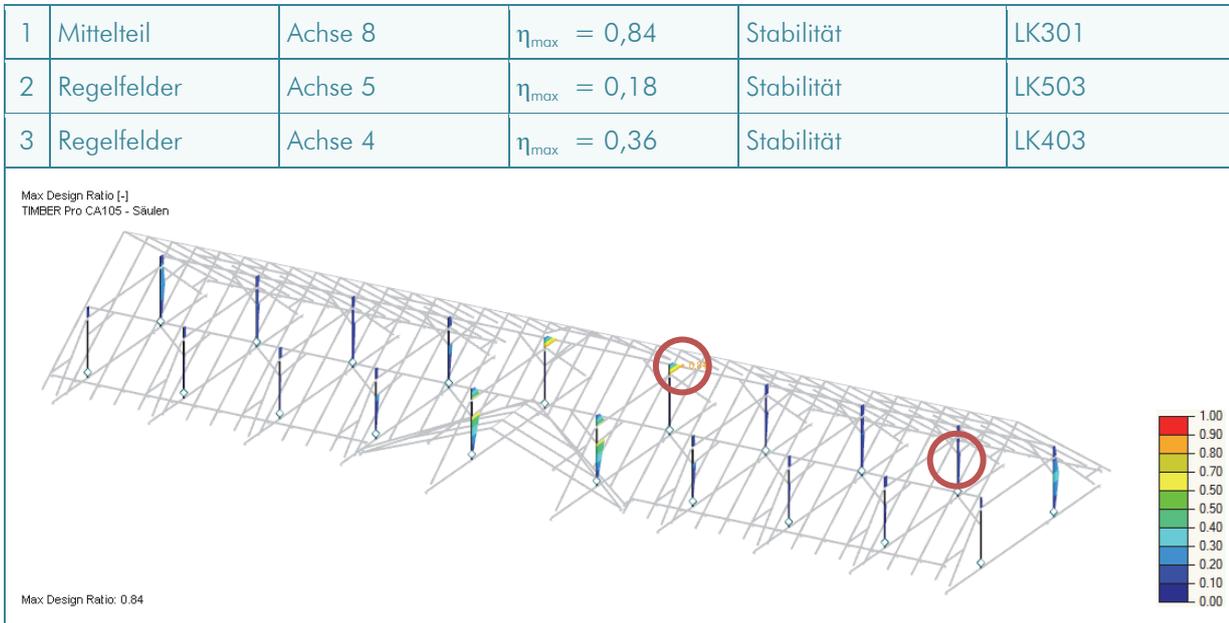


Abb. 148 Stabilitätsnachweise Säulen

II-8.1.6 Zangen

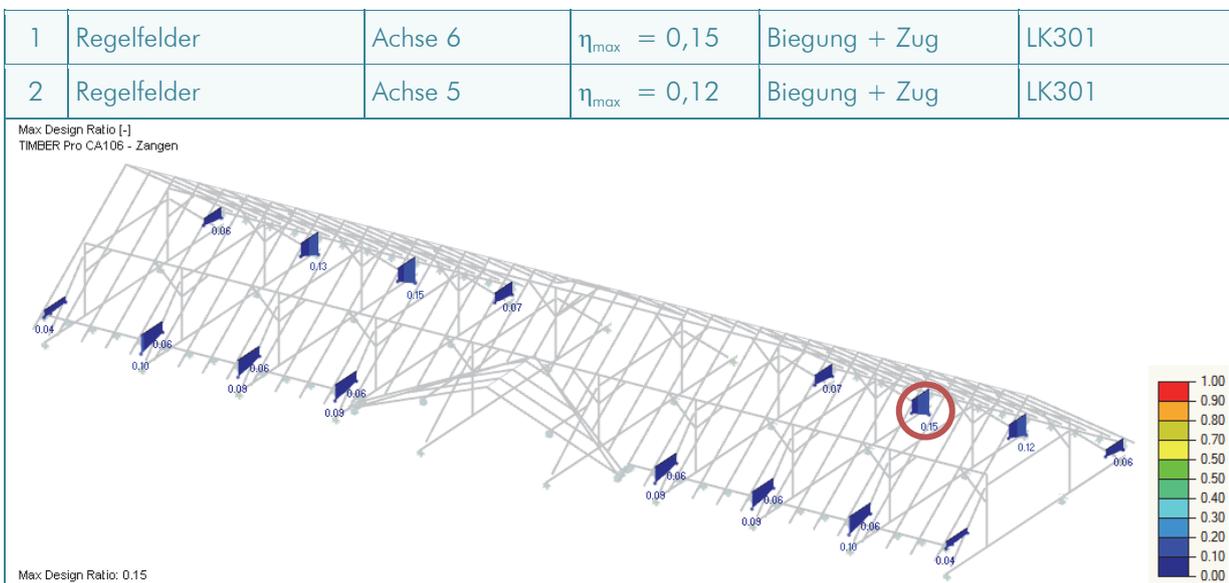


Abb. 149 Querschnittsnachweise Zangen

II-8.1.7 Kopfbänder

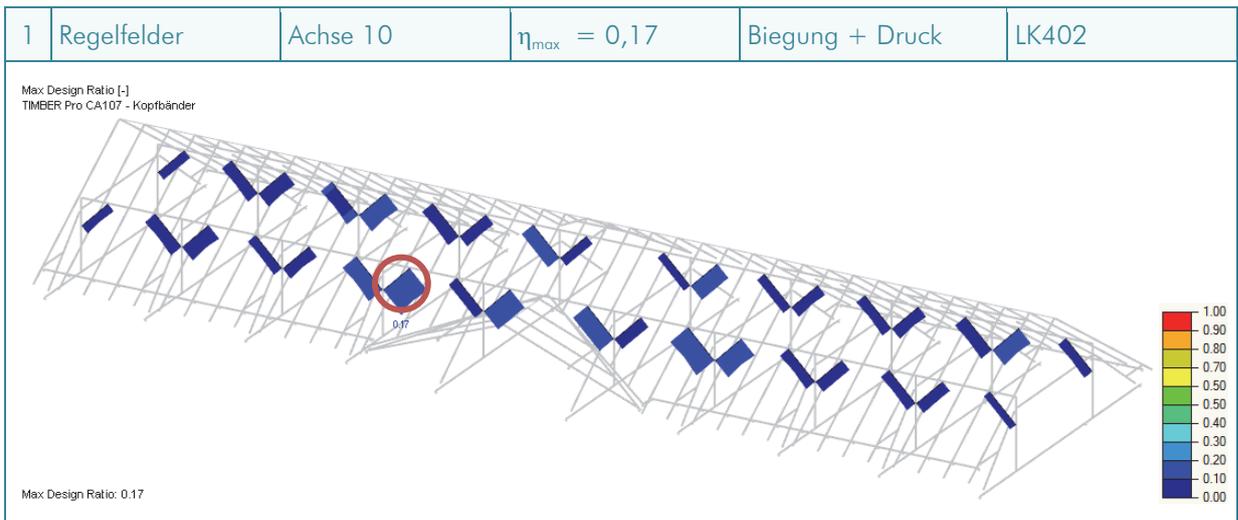


Abb. 150 Querschnittsnachweise Kopfbänder

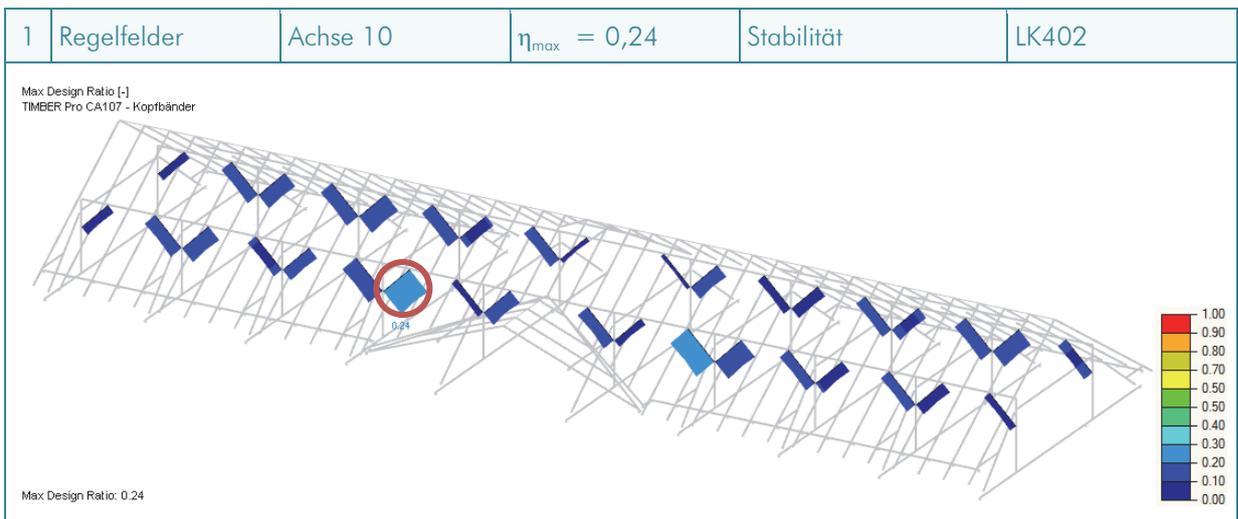


Abb. 151 Stabilitätsnachweise Kopfbänder

II-8.1.8 Mittelpfetten

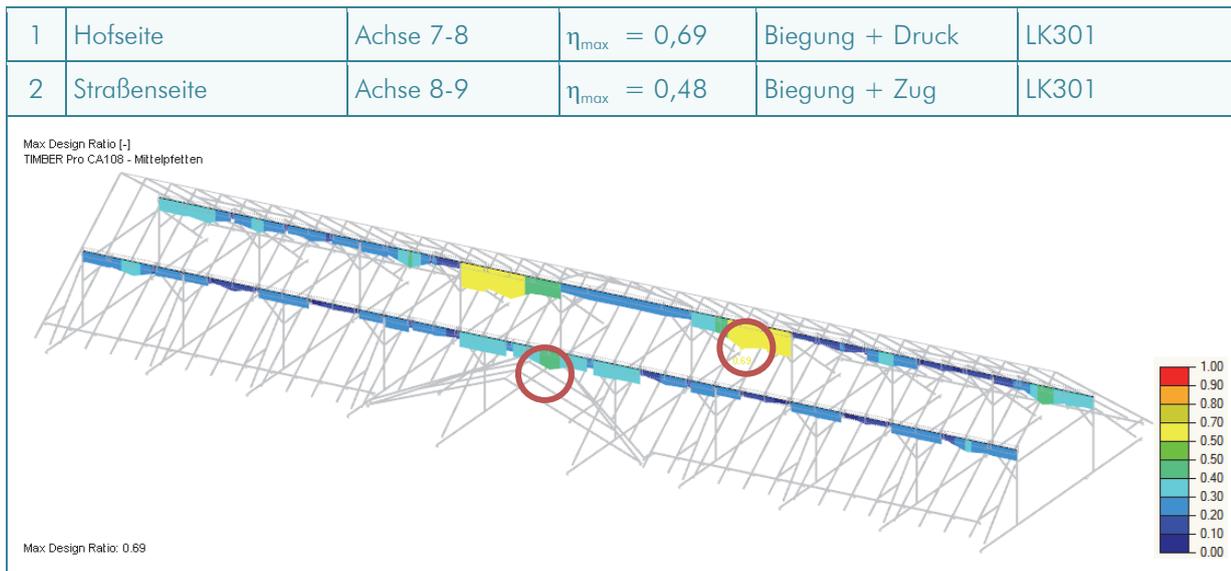


Abb. 152 Querschnittsnachweise Mittelpfette

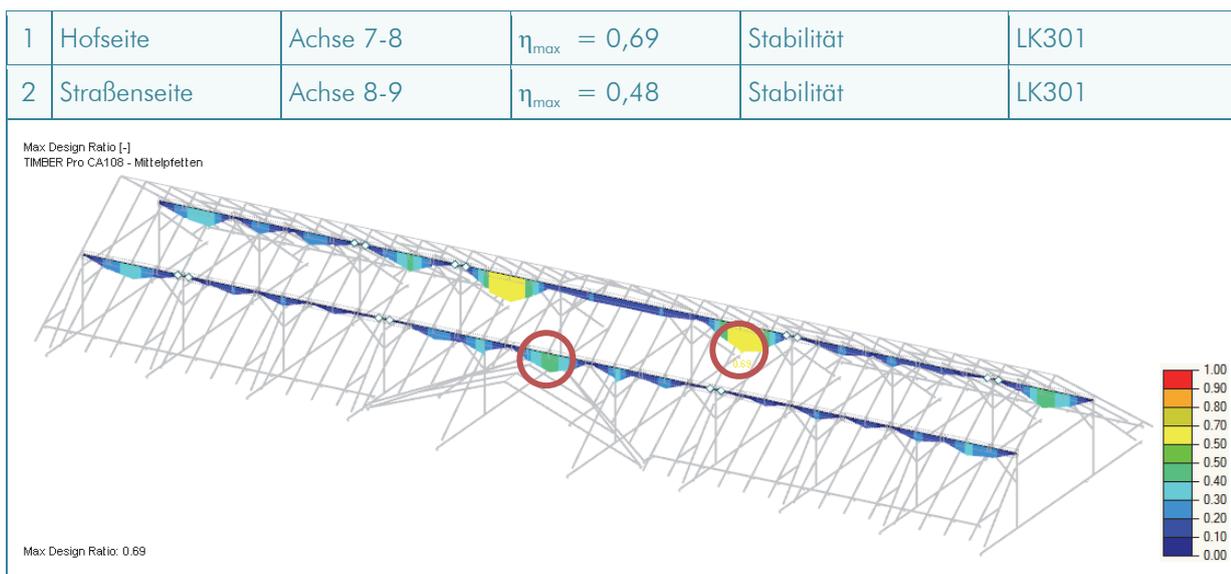


Abb. 153 Stabilitätsnachweise Mittelpfette

II-8.1.9 Mauerbank

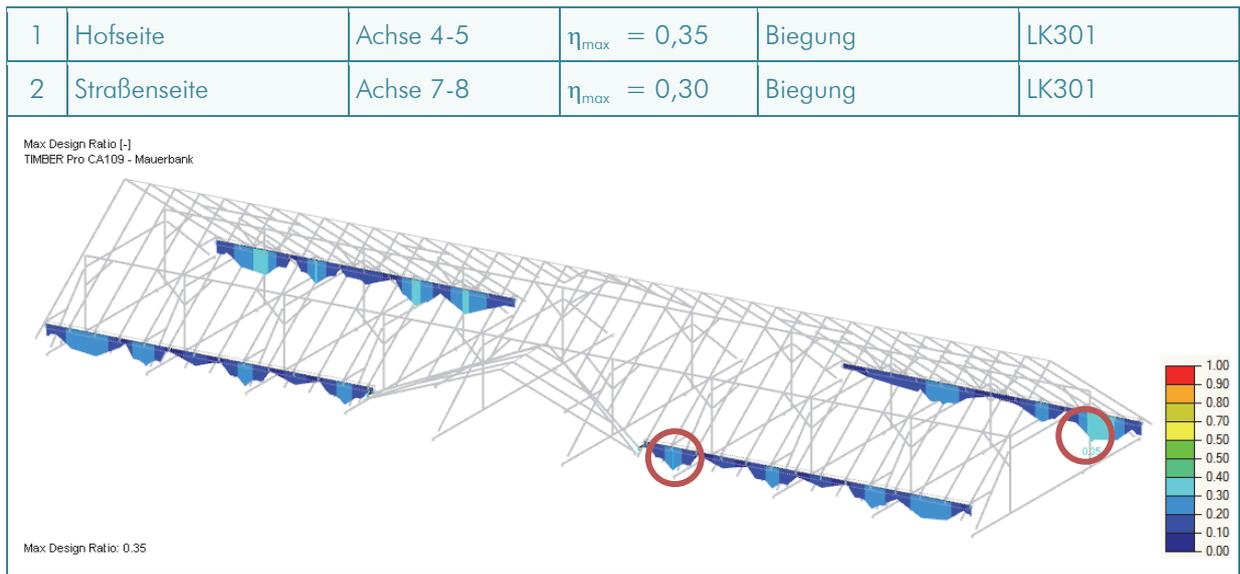


Abb. 154 Querschnittsnachweise Mauerbank

II-8.1.10 Zusammenfassung der Querschnittsausnutzungen für die Bestandssituation

Die Nachweise werden jeweils für die Sparren, den Dachstuhl der Regelfelder und den Mittelbereich getrennt zusammengefasst. Zum einen wird aufgrund der teilweise verschiedenen Geometrie zwischen Mittelbereich und Regelfeldern unterschieden, zum anderen sind die Ausnutzungsgrade zwischen den beiden Bereichen unterschiedlich.

Tab. 37 Ausnutzungsgrade für die Bruttoquerschnitte bei der Bestandssituation; die Nachweise wurden mit dem Bemessungstool RS-HOLZ PRO [63] automatisiert geführt

| Bauteil | Querschnitt | Querschnittsnachweise | | | Stabilitätsnachweise | | |
|---------------------------------|-------------|-----------------------|----------|-----------|-----------------------------------|----------|-----------|
| | | Ausnutzung | Lastfall | Stelle | Ausnutzung | Lastfall | Stelle |
| Sparren | | | | | | | |
| Sparren HS | 14/16 | 48% | LK401 | Achse 5 | 102% | LK301 | Achse 5 |
| Sparren SS | 14/16 | 42% | LK404 | Achse 8 | 48% | LK404 | Achse 8 |
| Hängewerke Regelfelder | | | | | | | |
| Bundtram | 18/24 | 42% | LK301 | Achse 5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Streben | 18/20 | 75% | LK301 | Achse 5 | 89% | LK301 | Achse 5 |
| Druckriegel | 18/20 | 7% | LK101 | Achse 5 | 22% | LK404 | Achse 5 |
| Säulen | 18/18 | 16% | LK301 | Achse 5 | 18% | LK503 | Achse 5 |
| Zangen | 2 * 10/18 | 12% | LK301 | Achse 5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Hängewerke Mittelbereich | | | | | | | |
| Bundtram | 18/24 | 93% | LK301 | Achse 8 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Streben | 18/20 | 28% | LK402 | Achse 8 | 49% | LK402 | Achse 8 |
| Druckriegel | 18/20 | 10% | LK402 | Achse 8 | 24% | LK402 | Achse 8 |
| Säulen | 18/18 | 97% | LK301 | Achse 8 | 84% | LK301 | Achse 8 |
| Stuhlwände | | | | | | | |
| Kopfbänder | 13/15 | 17% | LK402 | Achse 10 | 24% | LK402 | Achse 10 |
| Mittelpfetten HS | 18/22 | 69% | LK301 | Achse 7-8 | 69% | LK301 | Achse 7-8 |
| Mittelpfetten SS | 18/22 | 48% | LK301 | Achse 8-9 | 48% | LK301 | Achse 8-9 |
| Mauerbank HS | 22/16 | 35% | LK301 | Achse 4-5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Mauerbank SS | 22/16 | 30% | LK301 | Achse 7-8 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |

Die Nachweise der Bruttoquerschnitte aus dem Stabwerksprogramm beschreiben noch keine endgültigen Ausnutzungen, da die Betrachtung der Nettoquerschnitte und der Verbindungstragfähigkeiten noch ausständig ist, sie geben jedoch einen guten Überblick über die am meisten beanspruchten Bauteile und die

maßgebenden Lastfälle. Aus der Vielzahl der Lastfallkombinationen und der Bauteile können so die maßgebenden Stellen für nähere Untersuchungen herausgefiltert werden.

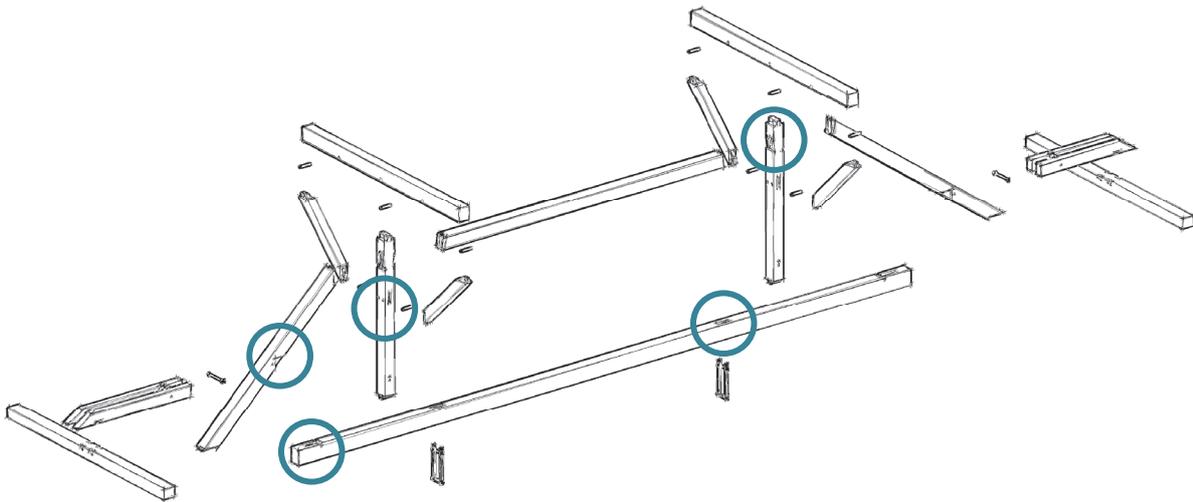
Bezogen auf die Hängewerkskonstruktion finden sich die größten Ausnutzungen in den Lastfallkombinationen LK301 und LK402. Die Lastfallkombination LK301 wird in weiterer Folge als Basis für die Auswertungen herangezogen, da sie für die meisten Bauteile die maßgebende Kombination darstellt. Auch bei den zwei Bauteilen Druckriegel und Kopfbänder liegt die Ausnutzung der LK301 nur sehr knapp unter den maßgebenden Lastkombinationen bzw. ist sogar gleich. Somit kann diese Lastkombination als maßgebende Lastkombination für alle Bauteile des Hängewerks betrachtet werden. Des Weiteren werden für die weitere Auswertung die Achsen 5 bzw. 8 als repräsentative Achsen herangezogen.

Aus der Betrachtung der Bruttoquerschnitte geht außerdem hervor, dass die Dimensionierung der Hölzer des Dachtragwerkes auch für den aktuellen Stand der Technik ausreichend ist, da nahezu alle Bauteile die Nachweise erfüllen.

II-8.2 NETTOQUERSCHNITTSNACHWEISE

Ein gravierender Nachteil der zimmermannsmäßigen Holzverbindungen besteht darin, dass die Querschnitte der Hölzer in den Anschlusspunkten oft in erheblichem Maß geschwächt werden müssen, um die formschlüssigen Verbindungsgeometrien zu ermöglichen. An den Anschlusspunkten treten jedoch häufig auch die größten Belastungen auf. In diesen Fällen sind Nettoquerschnittsnachweise zu führen.

In der Hängewerkkonstruktion kommen diese Querschnittsschwächungen vor:



Bundtram

- Zapfenloch bei Stuhlsäulenanschluss
- Einkerbung bei Fersenversatz

Strebe

- Verkämmung bei Zangenanschluss

Säule

- Zapfenlöcher bei Kopfbandanschlüssen
- Einkerbung bei Fersenversatz und Riegelzapfen

Im Abschnitt zuvor wurde im Rahmen der Betrachtung der Bruttoquerschnitte eine maßgebende Lastfallkombination ermittelt. Die Nettoquerschnittsnachweise werden nun mit den Schnittgrößen der maßgebenden Lastfallkombination LK301 geführt. Der Lastfall beinhaltet die Schneelast als einzige veränderliche Einwirkung, d.h. der k_{mod} Faktor ist mit 0,9 anzusetzen.

Tab. 38 Zusammenfassung der Nettoquerschnittsnachweise für die Bestandssituation; die Berechnungen dazu sind im Anhang beigefügt

| Bauteil | Querschnitt | Achse | Ausnutzung | maßgebender Nachweis |
|--|-------------|---------|------------|----------------------|
| Bundtram bei Stuhlsäule | | Achse 5 | 54% | Schub |
| | | Achse 8 | 107% | Biegung + Zug |
| Bundtram bei Strebenanschluss | | Achse 5 | 54% | Schub |
| | | Achse 8 | 104% | Schub |
| Strebe Verkämmung bei Zangenanschluss | | Achse 5 | 91% | Biegung + Druck |
| Säule Zapfenlöcher bei Kopfbandanschluss | | Achse 5 | 17% | Biegung + Zug |
| | | Achse 8 | 94% | Biegung + Zug |
| Säule Nettoquerschnitt bei Anschluss von Strebe und Druckriegel | | Achse 5 | 40% | Biegung + Zug |
| | | Achse 8 | 245% | Biegung + Zug |

Bei Betrachtung der geschwächten Querschnitte steigen die Ausnutzungen teilweise über 100% an. Im Besonderen sind die Säulen im Mittelbereich beim Streben/Druckriegelanschluss rechnerisch nicht nachweisbar. Im realen Tragwerk sind an dieser Stelle allerdings keine Schädigungen bemerkbar. Dies kann mehrere Gründe haben. (vgl. [18] S.135)

- Die maßgebende Belastung ist noch nicht aufgetreten oder hat den Sicherheitsfaktor von ca. 1,42 auf der Lastseite ausgenutzt, aber nicht überstiegen.
- Die Bauteile besitzen zumindest die der Berechnung zugrunde gelegte charakteristische Festigkeit und der Sicherheitsfaktor von 1,3 wird nicht ausgenutzt.
- Die im Statikmodell angenommenen Randbedingungen stimmen mit dem realen Tragwerk nicht überein und bilden das Tragverhalten nicht realitätsnahe ab (z.B. Vernachlässigen der Tragwirkung der Dachlattung).

II-9 KNOTENTRAGFÄHIGKEIT

Die Knotentragfähigkeit wird in Anlehnung an MEISEL [18] und KOCH [9] ausgewertet. Dabei werden Ingenieurmodelle angewendet, die auf den Nachweisen des EUROCODE 5 [45]; [44] basieren. Es werden für die Verbindungen typische Versagensmechanismen ermittelt und die Tragfähigkeit getrennt nach den Versagensmechanismen anhand der Nachweiskonzepte des EUROCODE 5 rückgerechnet.

Diese Vorgehensweise wurde auch im FORSCHUNGSBERICHT HOLZ-HOLZ-VERBINDUNGEN [31] für die Ermittlung der Tragfähigkeiten der Verbindungen gewählt. Aufgrund der durchgeführten Laborversuche konnte festgestellt werden, dass die Ingenieurmodelle die Tragfähigkeit abschätzen können, die Ergebnisse der Laborversuche jedoch großen Streuungen unterworfen sind. Im realen Tragwerk können diese Streuungen durch die vorhandenen Besonderheiten an jeder einzelnen Verbindung (wie z.B. Klaffungen, Schwindrisse, Geometrieabweichungen, ...) noch größer sein. (vgl. [31] S.143; [31] S.167)

Als weiterer Parameter für die Tragfähigkeit der Verbindungen ist die Reibung zwischen den Druckkontaktflächen der Bauteile zu nennen. Da sich diese auf die Tragfähigkeit grundsätzlich günstig auswirkt, wird auf Reibungseffekte bei der Bemessung verzichtet.

Die Bemessungswerte der jeweiligen Festigkeitseigenschaft werden nach ÖNORM EN 1995-1-1 (vgl. [45] Abs. 2.4.1) folgendermaßen definiert:

$$X_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}$$

X_d ... Bemessungswert der Festigkeitseigenschaft

X_k ... charakteristischer Wert der Festigkeitseigenschaft (nach EN 338 [34])

Der Modifikationsfaktor für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt des Holzes wird nach ÖNORM B 1995-1-1 für die Nutzungsklasse 2 und für eine kurze Einwirkungsdauer (Schneelasten) berechnet.

$k_{\text{mod}} = 0,9$... KLED: kurz, NKL 2
nach ÖNORM B 1995-1-1, Tab. 3.1

Der Teilsicherheitsbeiwert für Vollholz wird nach ÖNORM B 1995-1-1 mit 1,3 festgelegt.

$\gamma_M = 1,3$... nach ÖNORM B 1995-1-1, Tab. 2.3

Alle Bauteile werden mit der Festigkeitsklasse C24 nach EN 338 [34] angenommen.

A Strebe – Bundtram und
B Strebe – Stuhlsäule: Fersenversatz mit Zapfen

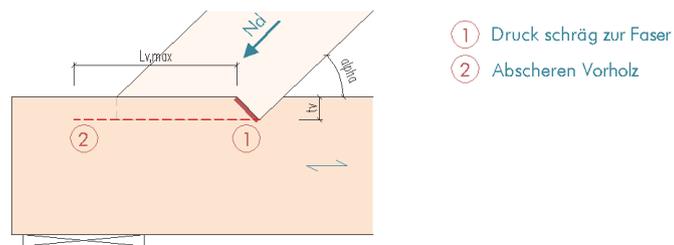
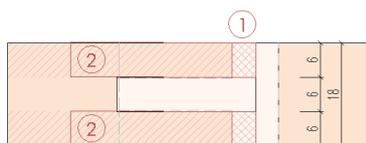
Berücksichtigt wird die Tragfähigkeit des Fersenversatzes nach EUROCODE 5 (vgl. [44]) mit den Versagensmechanismen Druck in einem Winkel zur Faser auf die Stirnfläche des Versatzes und Abscheren des Vorholzes. Die aufnehmbare Druckkraft wird bezogen auf die Normalkraft der Strebe.

Bemessungswert der Druckkraft:

$$N_{d,Druck} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Druck schräg zur Faser (Stirnfläche)} \\ \text{Abscheren Vorholz} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 30,1 \text{ kN} \\ 85,0 \text{ kN} \end{array} \right. = 30,1 \text{ kN}$$

Festigkeitseigenschaften

| | | |
|----------------|-------------------------|--|
| $f_{c,0,d} =$ | 14,54 N/mm ² | Druckfestigkeit in Faserrichtung |
| $f_{c,90,d} =$ | 1,73 N/mm ² | Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung |
| $f_{v,d} =$ | 1,59 N/mm ² | Schubfestigkeit |



Tragfähigkeit N_d (Normalkraft in der Strebe)

// VM1 //

Druck schräg zur Faser an der Stirnfläche (1)

| | | |
|---|------------------------|---|
| $\alpha =$ | 44 ° | Faserneigung (= Strebenneigung) |
| $k_{c,90} =$ | 1,5 | Beiwert |
| $f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} =$ | 4,52 N/mm ² | Druckfestigkeit in einem Winkel zur Faser |
| $t_v =$ | 40 mm | Tiefe des Versatzes |
| $b_v =$ | 120 mm | Breite der Druckfläche = 2 * 60mm |
| $h_v = t_v / \cos(\alpha) =$ | 55,6 mm | Höhe der Druckfläche |
| $A_{ef} = h_v * b_v =$ | 6673 mm ² | effektive Druckfläche |
| $N_d = A_{ef} * f_{c,\alpha,d} =$ | 30,1 kN | |

// VM2 //

Abscheren des Vorholzes (2)

| | | |
|--|-----------------------|--|
| $t_v =$ | 40 mm | Tiefe des Versatzes |
| $l_v =$ | 400 mm | vorhandene Vorholzlänge |
| $l_{v,max} = 8 * t_v =$ | 320 mm | maximale Vorholzlänge für die Berechnung |
| $l_{v,ef} = \min\{ l_v ; l_{v,max} \} =$ | 320 mm | effektive Vorholzlänge |
| $b_v =$ | 120 mm | Breite der Scherfläche = 2 * 60mm |
| $A_v = l_{v,ef} * b_v =$ | 38400 mm ² | effektive Scherfläche |
| $\alpha =$ | 44 ° | Strebenneigung |
| $N_d = A_v * f_{v,d} / \cos(\alpha) =$ | 85,0 kN | |

C Stuhlsäule – Druckriegel: Riegelzapfen

Die Tragfähigkeit wird nach einem Ingenieurmodell über die Querdruckfestigkeit nach EUROCODE 5 errechnet.

Bemessungswert der Druckkraft:

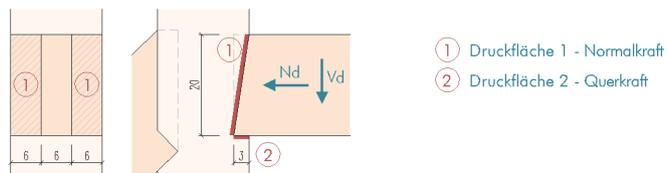
$$N_{d,Druck} = \text{Querdruck auf Stuhlsäule} = 63,3 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Querkraft in Richtung des Bundtrams:

$$V_d = \text{Querdruck auf Druckriegel} = 12,5 \text{ kN}$$

Festigkeitseigenschaften

| | | |
|----------------|-------------------------|--|
| $f_{c,0,d} =$ | 14,54 N/mm ² | Druckfestigkeit in Faserrichtung |
| $f_{c,90,d} =$ | 1,73 N/mm ² | Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung |



Tragfähigkeit N_d

// VM1 //

Druck schräg zur Faser an der Stirnfläche (1)

| | | |
|--|------------------------|---|
| $\alpha =$ | 82 ° | Faserneigung = arctan (20/3) |
| $k_{c,90} =$ | 1,5 | Beiwert |
| $f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} =$ | 2,64 N/mm ² | Druckfestigkeit in einem Winkel zur Faser |
| $h =$ | 200 mm | Höhe der Druckfläche |
| $b =$ | 120 mm | Breite der Druckfläche = 2 * 60mm |
| $A_{ef} = h * b =$ | 24000 mm ² | effektive Druckfläche |
| $N_d = A_{ef} * f_{c,\alpha,d} =$ | 63,3 kN | |

Tragfähigkeit V_d

// VM1 //

Pressung quer zur Faser an der Grundfläche (2)

| | | |
|-------------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| $k_{c,90} =$ | 1,5 | Beiwert |
| $l =$ | 30 mm | Länge der Druckfläche |
| $l_{ef} = l + 30\text{mm} =$ | 60 mm | Länge der Druckfläche |
| $b =$ | 120 mm | Breite der Druckfläche = 2 * 60mm |
| $A_{ef} = l_{ef} * b =$ | 7200 mm ² | effektive Druckfläche |
| $V_d = A_{ef} * f_{c,90,d} =$ | 12,5 kN | |

D Bundtram – Säule: Zapfen und Hängeisen

Die Knotentragfähigkeit dieses Anschlusses wird getrennt nach Zug- bzw. Druckbelastung und Querkraftbelastung in Richtung des Bundtrams bzw. quer zum Bundtram bestimmt. Die Tragfähigkeiten der verschiedenen Versagensmechanismen werden mit Ingenieurmodellen nach EUROCODE 5 [44] bzw. EUROCODE 3 [43] errechnet. Für die Schmiedeeisenteile kann nach HOLZER [8] in erster Näherung mit Festigkeiten entsprechend S235 ($f_{v,k} = 360 \text{ N/mm}^2$) gerechnet werden. Konservativ wird hier eine charakteristische Zugfestigkeit von 300 N/mm^2 entsprechend der Schraubenbolzengüte 3.6 ($f_{u,k} = 300 \text{ N/mm}^2$) angenommen.

Bemessungswert der Zugkraft:

$$N_{d,Zug} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Bolzentragfähigkeit (Johansen)} \\ \text{Gewinde (Schraubverbindung)} \\ \text{Nettoquerschnitt Blech} \\ \text{Querdruck auf Bundtramunterseite} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 18,2 \text{ kN} \\ 67,8 \text{ kN} \\ 79,5 \text{ kN} \\ 43,0 \text{ kN} \end{array} \right. = 18,2 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Druckkraft:

$$N_{d,Druck} = \text{Querdruck auf Bundtramoberseite} = 74,8 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Querkraft in Richtung des Bundtrams:

$$V_{d,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Querdruck an der Zapfenstirn} \\ \text{Schub im Zapfenquerschnitt} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 14,0 \text{ kN} \\ 17,2 \text{ kN} \end{array} \right. = 14,0 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Querkraft quer zur Richtung des Bundtrams:

$$V_{d,2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Ausklinkung} \\ \text{Schub im Zapfenquerschnitt} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 15,3 \text{ kN} \\ 17,2 \text{ kN} \end{array} \right. = 15,3 \text{ kN}$$

Parameter der Bemessungswerte

$\gamma_{M,Eisen} = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert Verbindung

Festigkeitseigenschaften

$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung

$f_{c,90,d} = 1,73 \text{ N/mm}^2$ Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung

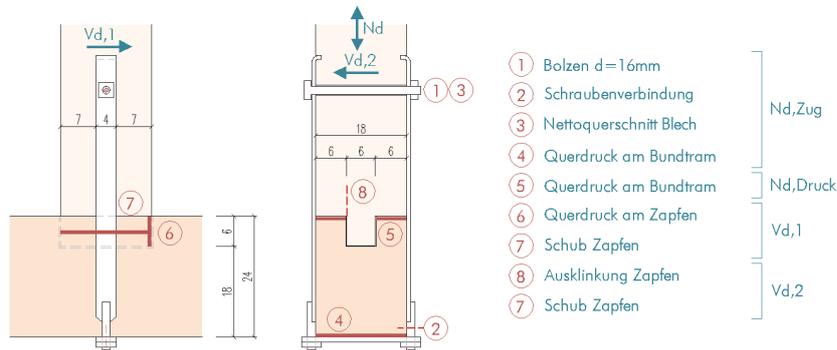
$f_{v,d} = 1,59 \text{ N/mm}^2$ Schubfestigkeit

Rohdichte

$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ 5%-Quantil der Rohdichte

Festigkeitseigenschaften Eisen

$f_{u,k} = 300 \text{ N/mm}^2$ äquivalent zu Bolzenfestigkeit 3.6



Tragfähigkeit $N_{d,Zug}$

// VM1 //

Tragfähigkeit des Bolzens (1)

Stahl-Holz-Bolzenverbindung mit dünnem Stahlblech als Seitenteile einer zweischnittigen Verbindung

$d = 16 \text{ mm}$ Bolzendurchmesser

$t_2 = 180 \text{ mm}$ Dicke Holz

$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} = 121606 \text{ Nmm}$ charakteristisches Fließmoment (8.30)

$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01*d) * \rho_k = 24,11 \text{ N/mm}^2$ Lochleibungsfestigkeit in Faserrichtung

$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (j) \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right.$ 34,7 kN
13,1 kN = maßgebender Versagensfall; Kraft pro Scherfuge

mit:

$F_{ax,Rk} = \min \{ F_{ax,Rk,Bolzen}; F_{ax,Rk,Querdruk} \} = 7,9 \text{ kN}$ Axiale Zugfestigkeit der Verbindung

$F_{ax,Rk,Bolzen} = 0,9 * f_u * A_s / \gamma_{M,Eisen} = 33,9 \text{ kN}$ Zugfestigkeit Bolzen (mit $A_{s,M16} = 157 \text{ mm}^2$)

$F_{ax,Rk,Querdruk} = 3,0 * A_{pr} * f_{c,90,k} = 7,9 \text{ kN}$ Tragfähigkeit bei Pressung auf Unterlegblech

$A_{pr} = (d^*2 - d^2) * \pi / 4 = 1056 \text{ mm}^2$ Pressfläche Näherung

$d^* = 40 \text{ mm}$ Ersatzdurchmesser für Unterlegblech $\sim b_{Blech}$

$N_{d,VM1} = 2 * F_{v,Rk} * k_{mod} / \gamma_{M,Holz} = 18,2 \text{ kN}$

// VM2 //

Tragfähigkeit Schraubverbindung (2)

$F_{t,Rd} = 0,9 * f_u * A_s / \gamma_{M,Eisen} = 33,9 \text{ kN}$ je Schraubenverbindung (M16)

$N_{d,VM2} = 2 * F_{t,Rd} = 67,8 \text{ kN}$

// VM3 //

Tragfähigkeit Nettoquerschnitt (3)

| | | |
|---|---------------------|---------------------------------------|
| $N_{t,net,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_{u,k} / \gamma_{M,Eisen} =$ | 39,7 kN | je Eisenlasche |
| $A_{net} = 8mm * (40mm - 17mm) =$ | 184 mm ² | Nettoquerschnitt durch das Bolzenloch |
| $N_{d,VM3} = 2 * N_{t,net,Rd} =$ | 79,5 kN | |

// VM4 //

Querdruck an der Bundtrammunterseite (4)

| | | |
|--|-----------------------|--|
| $k_{c,90} =$ | 1,5 - | Beiwert |
| $l =$ | 40 mm | Länge der Druckfläche |
| $l_{ef} = l + 40mm =$ | 92 mm | Länge der Druckfläche + 40mm |
| $b =$ | 180 mm | Breite der Druckfläche = Breite Bundtram |
| $A_{ef} = l_{ef} * b =$ | 16560 mm ² | effektive Druckfläche |
| $N_d = k_{c,90} * A_{ef} * f_{c,90,d} =$ | 43,0 kN | |

Tragfähigkeit $N_{d,Druck}$

// VM1 //

Querdruck (5)

| | | |
|--|-----------------------|--------------------------------|
| $k_{c,90} =$ | 1,5 - | Beiwert |
| $l =$ | 180 mm | Länge der Druckfläche |
| $l_{ef} = l + 2*30mm =$ | 240 mm | Länge der Druckfläche + 2*30mm |
| $b_{ef} = 2 * 60mm$ | 120 mm | Breite der Druckfläche |
| $A_{ef} = l_{ef} * b_{ef} =$ | 28800 mm ² | effektive Druckfläche |
| $N_d = k_{c,90} * A_{ef} * f_{c,90,d} =$ | 74,8 kN | |

Tragfähigkeit $V_{d,1}$ (Querkraft in Richtung Bundtram)

// VM1 //

Querdruck an der Zapfenstirn (6)

| | | |
|--|----------------------|--|
| $k_{c,90} =$ | 1,5 - | Beiwert |
| $l =$ | 60 mm | Länge der Druckfläche = Tiefe Zapfen |
| $l_{ef} = l + 30mm =$ | 90 mm | Länge der Druckfläche + 30mm |
| $b_{ef} =$ | 60 mm | Breite der Druckfläche = Breite Zapfen |
| $A_{ef} = l_{ef} * b_{ef} =$ | 5400 mm ² | effektive Druckfläche |
| $V_{d,1} = k_{c,90} * A_{ef} * f_{c,90,d} =$ | 14,0 kN | |

// VM2 //

Schub Zapfenquerschnitt (7)

| | | |
|---------------------------|-----------------------|--------------------------|
| $b =$ | 60 mm | Breite Zapfenquerschnitt |
| $h =$ | 180 mm | Höhe Zapfenquerschnitt |
| $A = b * h =$ | 10800 mm ² | Querschnittsfläche |
| $V_{d,1} = A * f_{v,d} =$ | 17,2 kN | |

Tragfähigkeit $V_{d,2}$ (Querkraft quer zum Bundtram)

// VM1 //

Ausgeklintes Auflager (8)

$h_{ef} = 120 \text{ mm}$

$b_{ef} = b = 180 \text{ mm}$

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ k_n \left(1 + \frac{1,1 \cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \\ \sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1-\alpha^2}{\alpha}} \right) \end{array} \right. \quad 0,613 \quad \text{Abminderungsbeiwert}$$

mit:

$k_n = 5$ - Vollholz

$i = 0$ - Neigung der Ausklinkung

$h = 180 \text{ mm}$ - Höhe der Stuhlsäule in mm

$x = 30 \text{ mm}$ - Abstand der Auflagerkraft und Ausklinkungsecke

$\alpha = h_{ef} / h = 0,667$ -

$V_{d,2} = (k_v * f_{v,d} * b_{ef} * h_{ef}) / 1,5 = 15,3 \text{ kN}$

// VM2 //

Schub Zapfenquerschnitt (7)

$b = 180 \text{ mm}$ - Breite Zapfenquerschnitt

$h = 60 \text{ mm}$ - Höhe Zapfenquerschnitt

$A = b * h = 10800 \text{ mm}^2$ - Querschnittsfläche

$V_{d,2} = A * f_{v,d} = 17,2 \text{ kN}$

E Zange – Strebe: Verkämmung und Bolzen

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit wird der Bolzen vernachlässigt, da die Steifigkeit der Kammverbindung größer ist und somit mehr Last aufnimmt. Der Bolzen dient der Lagesicherung und wird auch als nicht vorgespannt angesehen, da es möglich ist, dass durch die Schwindvorgänge des Holzes die Vorspannkraft schon abgebaut worden ist. Somit wird keine Reibungskraft in der Verbindungsfläche quer zur Krafrichtung angesetzt.

Durch die ausreichend dimensionierte Vorholzlänge wird auf diesen Nachweis verzichtet.

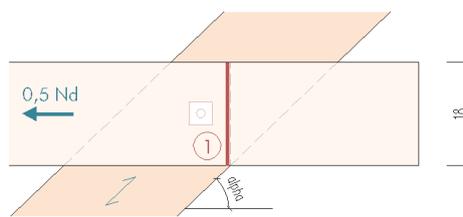
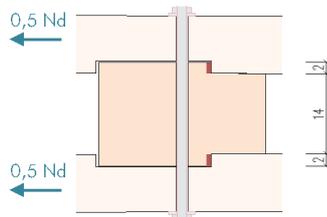
Bemessungswert der Zugkraft:

$$N_{d,Zug} = \text{Kammverbindung (schräg zur Faser)} = 32,5 \text{ kN}$$

Festigkeitseigenschaften

$$f_{c,0,d} = 14,54 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Druckfestigkeit in Faserrichtung}$$

$$f_{c,90,d} = 1,73 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung}$$



① Druck schräg zur Faser

Tragfähigkeit $N_{d,Zug}$

// VM1 //

$$\alpha = 44^\circ \quad \text{Faserneigung (= Strebenneigung)}$$

$$k_{c,90} = 1,5 \quad \text{Querdruckbeiwert}$$

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 4,52 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Druckfestigkeit in einem Winkel zur Faser}$$

$$A_{ef} = t \cdot h = 3600 \text{ mm}^2 \quad \text{Effektive Druckfläche}$$

$$t = 20 \text{ mm} \quad \text{Tiefe Kamm}$$

$$h = 180 \text{ mm} \quad \text{Höhe Kamm}$$

$$N_{d,Zange} = A_{ef} \cdot f_{c,\alpha,d} = 16,3 \text{ kN} \quad \text{Bemessungswert der Zugkraft pro Zange}$$

$$N_d = 2 \cdot N_{d,Zange} = 32,5 \text{ kN} \quad \text{Bemessungswert der Zugkraft der Verbindung}$$

F Zange – Mauerbank: Mittelkamm und Bolzen

Die Berechnung erfolgt weitgehend äquivalent zur vorhergehenden Kammverbindung. Die Tragfähigkeit wird über die Querdruckfestigkeit ermittelt. Wiederum wird die Reibung durch eine ggf. auftretende Auflast durch die mit den Sparren verbundenen Bolzen) auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt.

Querkkräfte normal auf die Achse der Zangen werden als Vereinfachung vernachlässigt.

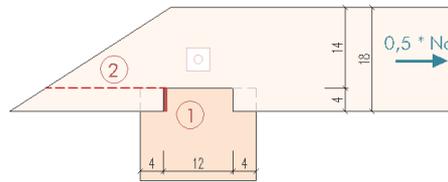
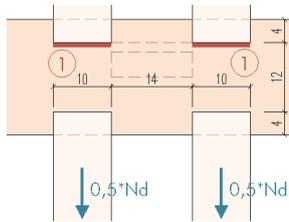
Bemessungswert der Zugkraft:

$$N_{d,Zug} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Querdruck Kammverbindung} \\ \text{Abscheren Vorholz} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 29,1 \text{ kN} \\ 63,7 \text{ kN} \end{array} \right. = 29,1 \text{ kN}$$

Festigkeitseigenschaften

$f_{c,90,d} = 1,73 \text{ N/mm}^2$ Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung

$f_{v,d} = 1,59 \text{ N/mm}^2$ Schubfestigkeit



- ① Querdruck
- ② Abscheren Vorholz

Tragfähigkeit $N_{d,Zug}$

// VM1 //

Querdruck auf die Mauerbank (1)

| | |
|--|-----------------------|
| $k_{c,90} = 1,5$ | Querdruckbeiwert |
| $A_{ef} = t * b_{ef} = 5600 \text{ mm}^2$ | Effektive Druckfläche |
| $t = 35 \text{ mm}$ | Tiefe Kamm |
| $b_{ef} = b + 2 * 30 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$ | effektive Breite |
| $N_{d,Zange} = k_{c,90} * A_{ef} * f_{c,90,d} = 14,5 \text{ kN}$ | Zugkraft pro Zange |
| $N_d = 2 * N_{d,Zange} = 29,1 \text{ kN}$ | |

// VM2 //

Abscheren des Vorholzes (2)

| | |
|---|--|
| $t_v = 35 \text{ mm}$ | Tiefe des Versatzes |
| $l_v \approx 200 \text{ mm}$ | vorhandene Vorholzlänge |
| $l_{v,max} = 8 * t_v = 280 \text{ mm}$ | maximale Vorholzlänge für die Berechnung |
| $l_{v,ef} = \min\{ l_v ; l_{v,max} \} = 200 \text{ mm}$ | effektive Vorholzlänge |
| $b_v = 100 \text{ mm}$ | Breite der Scherfläche |
| $A_v = l_{v,ef} * b_v = 20000 \text{ mm}^2$ | effektive Scherfläche |
| $N_{d,Zange} = A_v * f_{v,d} = 31,8 \text{ kN}$ | Zugkraft pro Zange |
| $N_d = 2 * N_{d,Zange} = 63,7 \text{ kN}$ | |

G Säule – Mittelfette: Zapfen mit Holznagel

Die Verbindung kann Druck und Zug übertragen. Zugkräfte zwischen der Säule und der Pfette werden über einen Holznagel übertragen. Die Tragfähigkeit des Holznagels wird anhand der Bemessungsformel der ÖNORM B 1995-1-1 [44] Abs. E.4 berechnet. Die Norm gibt als Mindestrohddichte der Bauteile $\rho_{k,min} \geq 380 \text{ kg/m}^3$ an. Da dieses Kriterium für den Bemessungsansatz mit C24 nicht eingehalten ist, wird die Tragfähigkeiten um den Faktor $\rho_{k,vorh} / \rho_{k,min}$ abgemindert.

Bemessungswert der Zugkraft:

$$N_{d,Zug} = \text{zweischnittige Holznagelverbindung} = 7,0 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Druckkraft:

$$N_{d,Druck} = \text{Querdruck auf Mittelfette} = 74,8 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Querkraft in Richtung der Mittelfette:

$$V_{d,1} = \min \begin{cases} \text{Querdruck an der Zapfenstirn} \\ \text{Schub im Zapfenquerschnitt} \end{cases} = \min \begin{cases} 17,1 \text{ kN} \\ 15,3 \text{ kN} \end{cases} = 15,3 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Querkraft rechtwinklig zur Richtung der Mittelfette:

$$V_{d,2} = \min \begin{cases} \text{Ausklüftung} \\ \text{Schub im Zapfenquerschnitt} \end{cases} = \min \begin{cases} 15,3 \text{ kN} \\ 15,3 \text{ kN} \end{cases} = 15,3 \text{ kN}$$

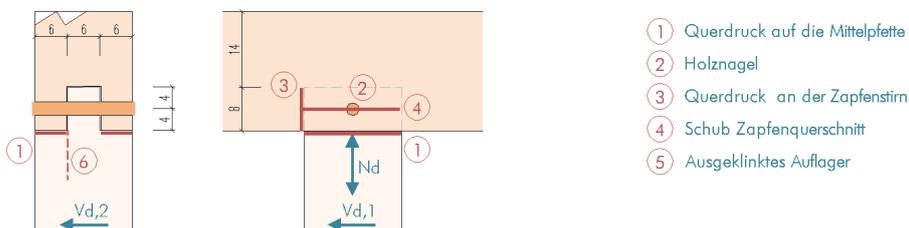
Festigkeitseigenschaften

$$f_{c,90,d} = 1,73 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung}$$

$$f_{v,d} = 1,59 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Schubfestigkeit}$$

Rohddichte

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3 \quad \text{5\%-Quantil der Rohddichte}$$



Tragfähigkeit $N_{d,Druck}$

// VM1 //

Querdruck auf die Mittelfette (1)

$$k_{c,90} = 1,5 \quad \text{Querdruckbeiwert}$$

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b_{ef} = 28800 \text{ mm}^2 \quad \text{Effektive Druckfläche}$$

$$b_{ef} = 2 \cdot 60 \text{ mm} = 120 \text{ mm} \quad \text{effektive Breite der Druckfläche}$$

$$l_{ef} = l + 2 \cdot 30 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \quad \text{effektive Länge} = 180 \text{ mm} + 2 \cdot 30 \text{ mm}$$

$$N_{d,Druck} = k_{c,90} \cdot A_{ef} \cdot f_{c,90,d} = 74,8 \text{ kN}$$

Tragfähigkeit $N_{d,Zug}$

| | | |
|--|-----------------------|---|
| // VM1 // | Holznaegel (2) | |
| $d =$ | 20 mm | Durchmesser Holznaegel |
| $F_{Rk} = 9,5 * d^2 =$ | 3,80 kN | Tragfähigkeit je Scherfläche |
| $k_p = \rho_{k,vorh} / \rho_{k,min} = 350 / 380 =$ | 0,92 - | Abminderungsfaktor aufgrund der Rohdichte |
| $N_{d,Zug} = 2 * (k_p * F_{Rk}) =$ | 7,0 kN | |

Tragfähigkeit $V_{d,1}$ (Querkraft in Richtung Mittelpfette)

| | | |
|--|---|--|
| // VM1 // | Querdruck an der Zapfenstirn (3) | |
| $k_{c,90} =$ | 1,5 - | Beiwert |
| $l =$ | 80 mm | Länge der Druckfläche = Tiefe Zapfen |
| $l_{ef} = l + 30mm =$ | 110 mm | Länge der Druckfläche + 30mm |
| $b_{ef} =$ | 60 mm | Breite der Druckfläche = Breite Zapfen |
| $A_{ef} = l_{ef} * b_{ef} =$ | 6600 mm ² | effektive Druckfläche |
| $V_{d,1} = k_{c,90} * A_{ef} * f_{c,90,d} =$ | 17,1 kN | |

| | | |
|--------------------------------|------------------------------------|--------------------------|
| // VM2 // | Schub Zapfenquerschnitt (4) | |
| $b =$ | 60 mm | Breite Zapfenquerschnitt |
| $h = 180mm - d_{Holznaegel} =$ | 160 mm | Höhe Zapfenquerschnitt |
| $A = b * h =$ | 9600 mm ² | Querschnittsfläche |
| $V_{d,1} = A * f_{v,d} =$ | 15,3 kN | |

Tragfähigkeit $V_{d,2}$ (Querkraft rechtwinklig zur Richtung der Mittelpfette)

| | | |
|--|-----------------------------------|--|
| // VM1 // | Ausgeklinktes Auflager (5) | |
| $h_{ef} =$ | 120 mm | |
| $b_{ef} = b =$ | 180 mm | |
| $k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ k_n \left(1 + \frac{1,1 i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \\ \frac{1}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right.$ | 0,570 - | Abminderungsbeiwert |
| mit: | | |
| $k_n =$ | 5 - | Vollholz |
| $i =$ | 0 - | Neigung der Ausklinkung |
| $h =$ | 180 mm | Höhe der Stuhlsäule in mm |
| $x =$ | 40 mm | Abstand der Auflagerkraft und Ausklinkungsecke |
| $\alpha = h_{ef} / h =$ | 0,667 - | |
| $V_{d,2} = (k_v * f_{v,d} * b_{ef} * h_{ef}) / 1,5 =$ | 15,3 kN | |

| | | |
|---------------------------|------------------------------------|----------------------|
| // VM2 // | Schub Zapfenquerschnitt (4) | |
| $V_{d,2} = A * f_{v,d} =$ | 15,3 kN | Siehe auch $V_{d,1}$ |

H Kopfbandanschluss: Zapfen mit Holznagel

Die Knoten­trag­fä­hig­keit von schrägen Zapfen wurde von KOCH [9] unter­sucht. Dabei wird das Abscheren der Seiten­lamellen des Holzes von der eingezapften Mit­tel­lamelle be­schrieben (vgl. Abb. 155) und als oft maß­geblicher Ver­sa­gens­me­cha­nis­mus ent­tarnt. Angelehnt an das in [9] ent­wickelte In­genieur­modell wird die Trag­fä­hig­keit des Kopf­band­an­schlusses be­rechnet. Vereinfachend wird die Reibung an den Kon­takt­flä­chen sowie der Holz­nagel in der Ver­bin­dung bei Druck­kräf­ten nicht be­rück­sich­tigt. Durch das Ver­nach­läs­si­gen der Reibungs­kräf­te liegt der Nach­weis auf der si­che­ren Seite. Wei­ters wird bei der Bemessung davon ausge­gangen, dass der Holz­nagel eine ge­ringere Steifig­keit als die Druck­kon­takt­flä­chen auf­weist und somit nur unter Zug­beanspruchung ak­ti­viert wird.

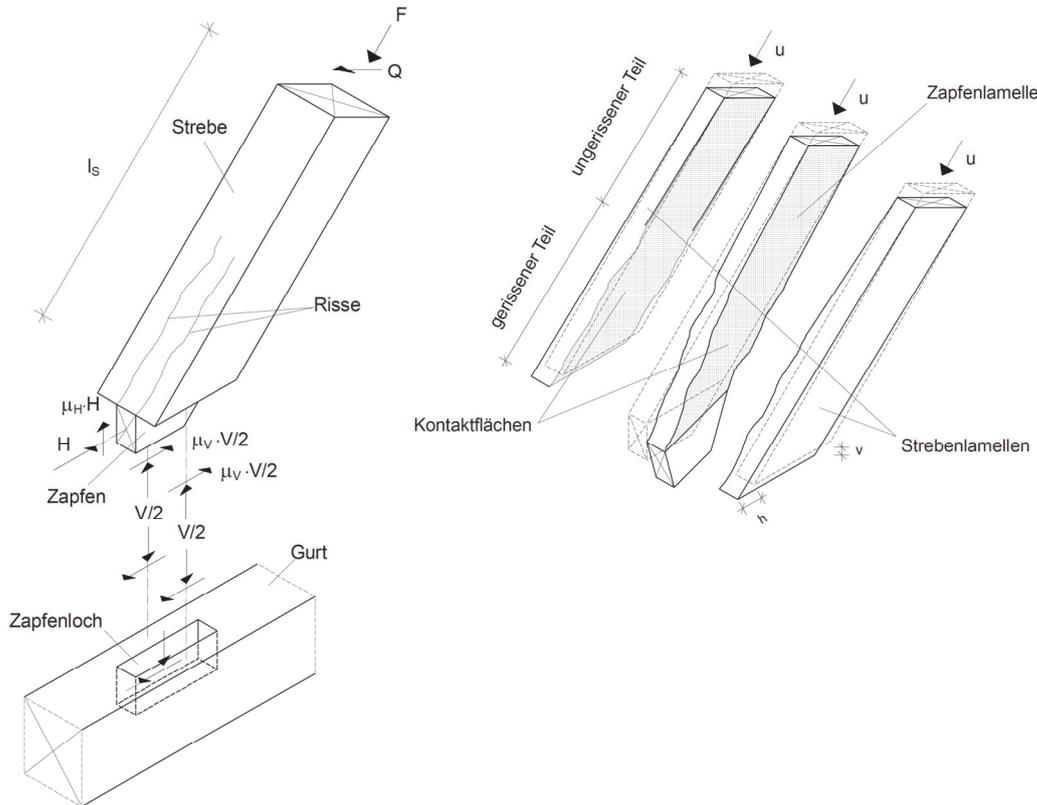


Abb. 155 Versagensform bzw. Lamellenmodell einer Holzverbindung mit schrägem Zapfen nach KOCH. Quelle: [9] S.126

Bemessungswert der Druckkraft:

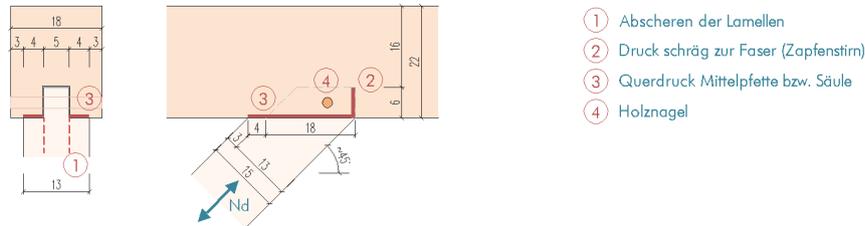
$$N_{d,Druck} = \min \begin{cases} \text{Abscheren der Lamellen} \\ \text{Druck schräg zur Faser (Stirnfläche)} \\ \text{Querdruk auf Bundtramunterseite} \end{cases} = \min \begin{cases} 14,2 \text{ kN} \\ 18,2 \text{ kN} \\ 79,9 \text{ kN} \end{cases} = 14,2 \text{ kN}$$

Bemessungswert der Zugkraft:

$$N_{d,Zug} = \text{Holznagel} = 7,0 \text{ kN}$$

Festigkeitseigenschaften

| | | |
|----------------|-------------------------|--|
| $f_{c,0,d} =$ | 14,54 N/mm ² | Druckfestigkeit in Faserrichtung |
| $f_{c,90,d} =$ | 1,73 N/mm ² | Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung |
| $f_{v,d} =$ | 1,59 N/mm ² | Schubfestigkeit |
| $f_{vr,d} =$ | 0,55 N/mm ² | Rollschubfestigkeit |



Tragfähigkeit Nd – Druck

// VM1 //

Abscheren der Lamellen (1) angelehnt an KOCH [9] S.125ff

Geometrie und wirkende Kräfte am schrägen Zapfen

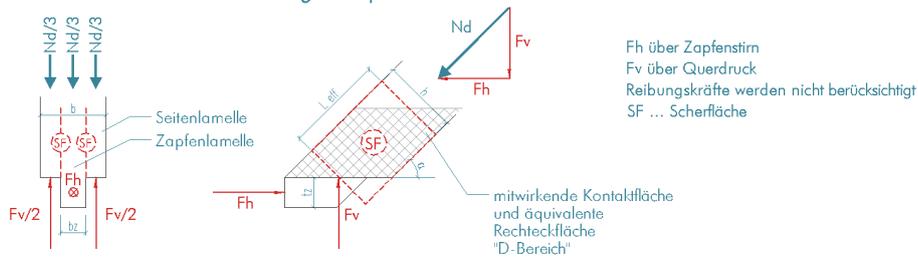


Abb. 156 Geometrie und wirkende Kräfte am Kopfbandanschluss.

Stelle (2):
Schnittgrößen des Kopfbandes am Ende des D-Bereichs

Seitenlamelle; Stelle (1):
Schnittgrößen in der Scherfläche

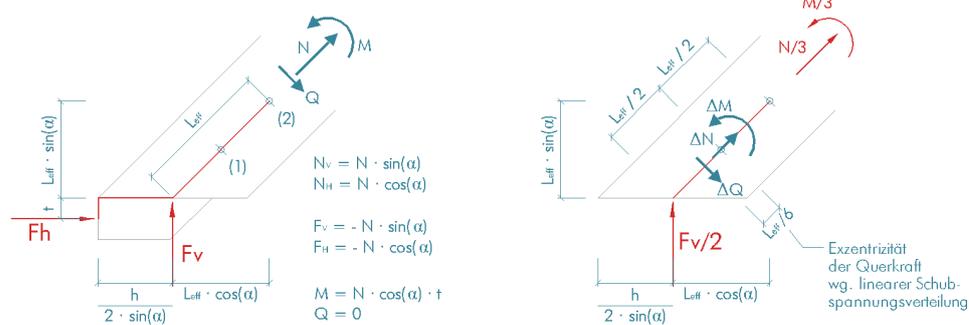


Abb. 157 Links: Statisches Modell des Kopfbandanschlusses. Rechts: Schnittgrößen in der Scherfläche.

| | | |
|-----------------------|------------------------|--|
| $\alpha =$ | 45 ° | Neigung des Kopfbandes |
| $t_z =$ | 60 mm | Tiefe des Zapfens |
| $h =$ | 150 mm | Querschnittshöhe Kopfband |
| $L_{eff} = 1,3 * h =$ | 195 mm | Länge der mitwirkenden Kontaktfläche nach Koch |
| $t = t_z / 2 =$ | 30 mm | Lastangriff Stirnfläche |
| $W_t =$ | 971818 mm ³ | Torsionswiderstandsmoment |
| $c =$ | 1,10 - | Beiwert für Torsionsspannungen an der kurzen Seite |
| $N_{d,wr} =$ | 14,2 kN | Bemessungswiderstand bei Rollschub |
| $N_{d,v} =$ | 59,3 kN | Bemessungswiderstand bei Schub (nicht maßgebend) |

// VM2 a //
Druck schräg zur Faser an der Stirnfläche (2)

| | | |
|---|------------------------|---|
| $\alpha =$ | 45 ° | Faserneigung (= Kopfbandneigung) |
| $k_{c,90} =$ | 1,5 | Beiwert |
| $f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} =$ | 4,41 N/mm ² | Druckfestigkeit in einem Winkel zur Faser |
| $t_z =$ | 60 mm | Tiefe des Zapfens |
| $b_z =$ | 50 mm | Breite der Druckfläche |
| $A_{ef} = t_z \cdot b_z =$ | 3000 mm ² | effektive Druckfläche |
| $N_d = (A_{ef} \cdot f_{c,\alpha,d}) / \cos \alpha =$ | 18,7 kN | |

// VM2 b //
Stirnfläche inkl. Schubspannungen (2) angelehnt an KOCH [9] S.125FF

| | | |
|---|------------------------|--|
| $\alpha =$ | 45 ° | Faserneigung (= Kopfbandneigung) |
| $\mu =$ | 0 - | Reibbeiwert Stirnfläche |
| $b_z =$ | 50 mm | Breite Zapfen |
| $t_z =$ | 60 mm | Tiefe Zapfen |
| $A_{vorh} = b_z \cdot t_z =$ | 3000 mm ² | Stirnfläche |
| $A_{eff} = b_z \cdot (t_z + 30 \cdot \sin \alpha) =$ | 4061 mm ² | effektive Stirnfläche |
| $k_{c,90} =$ | 1,5 - | Querdrukbeiwert |
| $k_{c,\alpha} = 1 + (k_{c,90} - 1) \cdot \sin \alpha =$ | 1,354 - | |
| $k_{\alpha} =$ | 0,161 - | Beiwert zur |
| $f_{c,\alpha,d} = k_{\alpha} \cdot k_{c,\alpha} \cdot f_{c,0,d} \cdot (A_{eff} / A_{vorh}) =$ | 4,28 N/mm ² | Festigkeit in einem Winkel zur Faser inkl. Schub |
| $N_d = (A_{vorh} \cdot f_{c,\alpha,d}) / \cos \alpha =$ | 18,2 kN | |

// VM3 //
Pressung quer zur Faser an der Grundfläche (3)

| | | |
|--|-----------------------|----------------------------------|
| $\alpha =$ | 45 ° | Faserneigung (= Kopfbandneigung) |
| $b_{ef} = b - b_z = 130 - 50 =$ | 80 mm | effektive Breite der Druckfläche |
| $h =$ | 150 mm | Querschnittshöhe Kopfband |
| $l_{ef} = (h / \sin \alpha) + 60 \text{ mm} =$ | 272 mm | effektive Länge der Druckfläche |
| $A_{ef} = l_{ef} \cdot b_{ef} =$ | 21771 mm ² | effektive Druckfläche |
| $k_{c,90} =$ | 1,5 | Querdrukbeiwert |
| $N_d = (k_{c,90} \cdot A_{ef} \cdot f_{c,90,d}) / \sin \alpha =$ | 79,9 kN | |

Tragfähigkeit N_d – Zug
// VM1 //
Holz nagel (4)

| | | |
|--|---------|---|
| $d =$ | 20 mm | Durchmesser Holz nagel |
| $F_{Rk} = 9,5 \cdot d^2 =$ | 3,80 kN | Tragfähigkeit je Scherfläche |
| $k_p = \rho_{k,vorh} / \rho_{k,min} = 350 / 380 =$ | 0,92 - | Abminderungsfaktor aufgrund der Rohdichte |
| $N_{d,Zug} = 2 \cdot (k_p \cdot F_{Rk}) =$ | 7,0 kN | |

Anmerkungen zu VM1 – Abscheren der Lamellen

Es wird davon ausgegangen, dass die einwirkende Kraft auf alle drei Lamellen gleichmäßig aufgeteilt wird (vgl. Abb. 157 links). Die mittlere Zapfenlamelle kann über die Stirnfläche nur den horizontalen Anteil der Kraft übertragen. Die seitlichen Lamellen können nur die vertikalen Anteile übertragen. Dies ist unter der Voraussetzung gültig, dass keine Reibungskräfte berücksichtigt werden. Durch diese Aufteilung der Kräfte auf die einzelnen Lamellen, müssen in den Scherfugen zwischen den Lamellen Differenzkräfte übertragen werden, die über das Kräftegleichgewicht ermittelt werden können.

Das Rechenmodell geht davon aus, dass die Kräfte in der Scherfuge über eine mitwirkende Länge in das Bauteil eingeleitet werden. Dieser Bereich stellt den sogenannten Diskontinuitätsbereich ("D-Bereich") dar, in welchem die Stabtheorie nicht gültig ist. KOCH hat in seiner Arbeit die Länge dieses Bereichs durch den Vergleich der Rechenmodelle mit Laborprüfungen mit ca. $1,3 \cdot \text{Querschnittshöhe}$ angegeben (vgl. [9] S.140). Der Bereich wird als Rechteckfläche mit der Länge L_{eff} und der Breite h diskretisiert.

Die Ermittlung der durch die Scherflächen zu übertragenden Differenzkräfte zwischen den Lamellen erfolgt über das in Abb. 157 dargestellte statische System. Dabei sind die Schnittgrößen folgend definiert:

$$\Delta N = N \cdot \left(\frac{\sin^2 \alpha}{2} - \frac{1}{3} \right) \quad \dots \text{ von der Scherfläche zu übertragende Kraft in Faserrichtung}$$

$$\Delta Q = -N \cdot \frac{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}{2} \quad \dots \text{ von der Scherfläche zu übertragende Kraft quer zur Faserrichtung}$$

$$\Delta M = -N \cdot \cos \alpha \cdot \left(\frac{t}{3} + \sin \alpha \cdot \frac{l_{eff}}{6} \right) \quad \dots \text{ von der Scherfläche zu übertragendes Torsionsmoment}$$

Mit den Schnittgrößen können über die mitwirkende Fläche Schubspannungen, die in Faserrichtung wirken und Rollschubspannungen, die quer zur Faser wirken, ermittelt werden. Anzumerken ist, dass die Rollschubspannungen aus der Querkraft ΔQ mit einem linearen Verlauf auf die Fläche aufgeteilt werden (vgl. Abb. 158), dadurch wird das Moment ΔM auch beeinflusst.

Für die Schubspannungen quer zur Faser (Rollschubspannungen) bedeutet dies:

$$\tau_{vr} = \tau_{vr,Q} + \tau_{vr,M} = \frac{2 \cdot \Delta Q}{l_{eff} \cdot h} + \frac{\Delta M}{W_{T \cdot c}} \quad \dots \text{ Rollschubspannungen aus } \Delta Q \text{ und } \Delta M$$

$$\tau_{vr(N)} = -N \cdot \left[\frac{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}{l_{eff} \cdot h} + \frac{\cos \alpha}{W_{T \cdot c}} \cdot \left(\frac{t}{3} + \sin \alpha \cdot \frac{l_{eff}}{6} \right) \right] \quad \dots \text{ Rollschubspannungen umgeformt nach der Strebenkraft}$$

Durch Einsetzen der Bemessungsgröße für die Rollschubfestigkeit kann die maximale Druckkraft in der Strebe bzw. dem Kopfband ermittelt werden:

$$N_{d,vr} = - \frac{f_{vr,d}}{\frac{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}{l_{eff} \cdot h} + \frac{\cos \alpha}{W_{T \cdot c}} \cdot \left(\frac{t}{3} + \sin \alpha \cdot \frac{l_{eff}}{6} \right)} \quad \dots \text{ Strebenkraft in Abhängigkeit von der Rollschubfestigkeit}$$

Die Schubspannungen in Faserrichtung errechnen sich in gleicher Weise. Die Differenzkraft ΔN wird hier allerdings gleichmäßig über die Fläche aufgeteilt.

$$\tau_v = \tau_{v,N} + \tau_{v,M} = \frac{\Delta N}{l_{\text{eff}} \cdot h} + \frac{\Delta M}{W_T} \quad \dots \text{Schubspannungen aus } \Delta N \text{ und } \Delta M$$

$$\tau_{v(N)} = N \cdot \left[\frac{1}{l_{\text{eff}} \cdot h} \cdot \left(\frac{\sin^2 \alpha}{2} - \frac{1}{3} \right) - \frac{\cos \alpha}{W_T} \cdot \left(\frac{t}{3} + \sin \alpha \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{6} \right) \right] \quad \dots \text{Schubspannungen umgeformt nach der Strebenkraft}$$

Die maximale Druckkraft im Kopfband aufgrund der Schubfestigkeit ergibt sich wiederum durch einsetzen der Schubfestigkeit und umformen nach N:

$$N_{d,v} = \frac{f_{v,d}}{\frac{1}{l_{\text{eff}} \cdot h} \left(\frac{\sin^2 \alpha}{2} - \frac{1}{3} \right) - \frac{\cos \alpha}{W_T} \left(\frac{t}{3} + \sin \alpha \cdot \frac{l_{\text{eff}}}{6} \right)} \quad \dots \text{Strebenkraft in Abhängigkeit von der Schubfestigkeit}$$

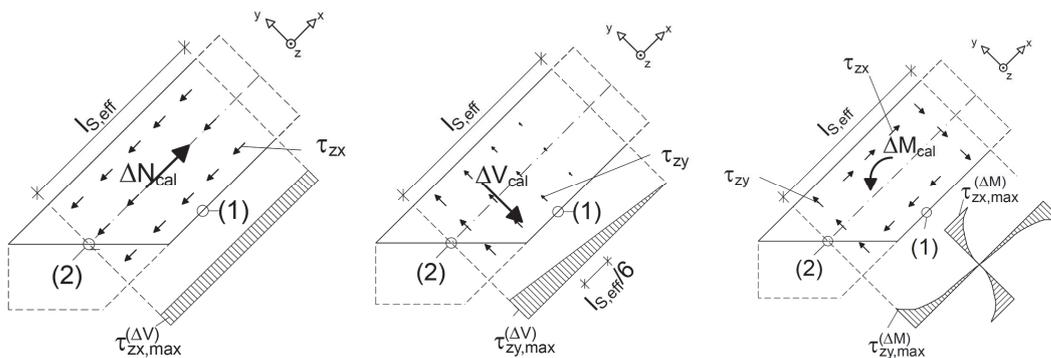


Abb. 158 Schnittgrößen und Spannungsverteilungen in der mitwirkenden Fläche. Quelle: [9] S.134

Die Bezeichnungen in der Abbildung unterscheiden sich teilweise von den verwendeten Bezeichnungen in der Berechnung:

τ_{zx} = Schubspannung; τ_{zy} = Rollschubspannung; ΔV_{cal} = Differenzquerkraft ΔQ

II-9.1 AUSNUTZUNGEN DER KNOTENTRAGFÄHIGKEITEN

Nach der Ermittlung der Knotentragfähigkeiten können die Ausnutzungsgrade anhand des statischen Modells zunächst für die Bestandssituation bestimmt werden.

Tab. 39 Ausnutzungen der Anschlusspunkte in der Hängewerksebene für die LK301

| Verbindung | | Einwirkung [kN] | | | | Widerstand [kN] | | | | Ausnutzung | | | |
|--------------|----------------------|------------------|--------------------|----------------|----------------|---------------------|----------------------|-------------------|-------------------|------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| | | N _{Zug} | N _{Druck} | V ₁ | V ₂ | N _{Rd,Zug} | N _{RdDruck} | V _{Rd,1} | V _{Rd,2} | N _{Zug} / N _{Rd} | N _{Druck} / N _{Rd} | V ₁ / V _{Rd,1} | V ₂ / V _{Rd,2} |
| Achse 8 | A - Strebe | | 74,6 | | | - | 30,1 | - | - | | 248% | | |
| | B - Strebe | | 74,1 | | | - | 30,1 | - | - | | 246% | | |
| | C - Druckriegel | | 31,4 | | | - | 63,3 | 12,5 | - | | 50% | 0% | |
| | D - Säule-Bundtram | 16,4 | 7,1 | 5,9 | 2,1 | 18,2 | 74,8 | 14 | 15,3 | 90% | 9% | 42% | 14% |
| | G - Säule-Pfette | 0,0 | 19,5 | 4,4 | 22,7 | 7 | 74,8 | 15,3 | 15,3 | 0% | 26% | 29% | 148% |
| Achse 5 | A - Strebe | | 56,3 | (10,3) | | - | 30,1 | ? | - | | 187% | ? | |
| | B - Strebe | | 39,8 | (7,2) | | - | 30,1 | ? | - | | 132% | ? | |
| | C - Druckriegel | | 22,7 | | | - | 63,3 | 12,5 | - | | 36% | 0% | |
| | D - Säule-Bundtram | 0,0 | 20,0 | 0,9 | 0,4 | 18,2 | 74,8 | 14 | 15,3 | 0% | 27% | 6% | 3% |
| | E - Zange-Strebe | | 25,8 | | | 32,5 | - | - | - | | 79% | | |
| | F - Zangen-Mauerbank | | 25,8 | | | 29,1 | - | - | - | | 89% | | |
| | G - Säule-Pfette | 0,0 | 21,6 | 0,8 | 4,5 | 7 | 74,8 | 15,3 | 15,3 | 0% | 29% | 5% | 29% |
| H - Kopfband | 3,7* | 20,5 | | | 7 | 14,2 | - | - | | 53% | 144% | | |

* Maßgebende Zugkraft in den Kopfbindern aus LK503 (Erdbebeneinwirkung).

Die Knotenausnutzungen liegen teilweise weit über 100% und sind rechnerisch somit nicht mehr nachweisbar. Das bedeutet jedenfalls, dass das normativ geforderte Sicherheitsniveau nicht erreicht wird und die Konstruktion den derzeit anerkannten Regeln der Technik nicht entspricht.

Aufgrund der langen Standzeit des Tragwerks kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Konstruktion im Sinne des Bestandsschutzes trotzdem tragfähig ist.

Hoher Ausnutzungsgrad der Strebenverbindung

Es ist anzumerken, dass es ein eher konservativer Ansatz ist, nur den Fersenversatz als statisch wirksam zu betrachten und den mittig angeordneten Zapfen in der Berechnung der Tragfähigkeit nicht zu berücksichtigen. Durch die aufgetretenen Risse an dieser Verbindung (siehe Abs. II-3.4.3) kann davon ausgegangen werden, dass sich das stirnseitige Zapfenspiel geschlossen hat und somit auch Kräfte an der Zapfenstirn übertragen werden können, was die Tragfähigkeit der Verbindung nach dem Auftreten der Risse wieder erhöht hat.

II-10 NACHWEISE DER DACHAUSBAUSITUATION

Vereinfacht wird für den Dachausbau angenommen, dass kein Eingriff in das ursprüngliche statische System vorgenommen wird. Der Dachausbau erfolgt durch Einbau der erforderlichen Schichten und Materialien, die in den Lastaufstellungen (siehe Abb. 83) definiert wurden. Bei dieser Vorgehensweise kann ein Vergleich der Ausnutzungsgrade zwischen Bestandssituation und Dachausbausituation durchgeführt werden.

Durch den Dachausbau wird nur der Anteil der ständigen Lasten verändert, der Anteil der veränderlichen, äußeren Lasten bleibt gleich. Weiters wird davon ausgegangen, dass durch die Schaffung einer ebenen und tragfähigen Oberfläche im Dachgeschoß, also eines Fußbodens, das Dachtragwerk nicht beeinflusst wird. Das bedeutet, dass ein Fußbodeneinbau erfolgt, der komplett von der bestehenden Holzkonstruktion getrennt ist.

Für die Berechnungen wird der definierte Lastfall der Ausbaulasten (LF102) an die Dachausbausituation angepasst.

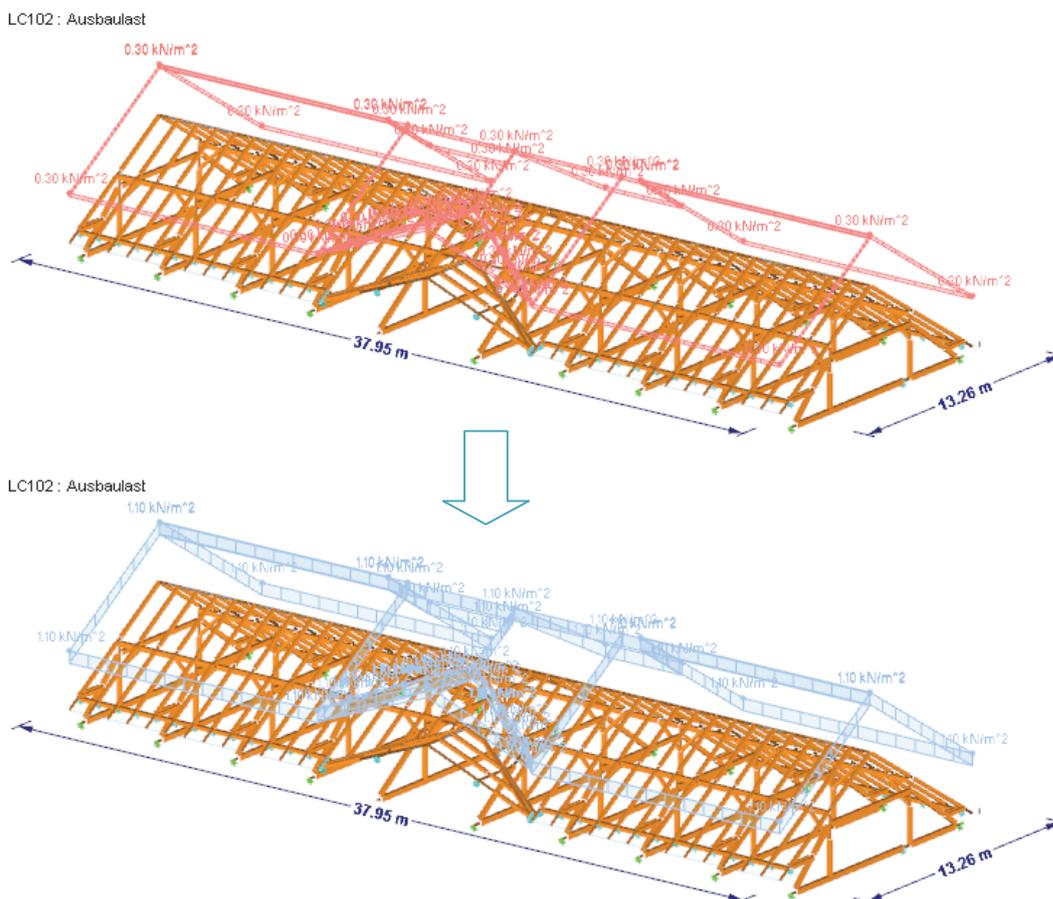


Abb. 159 Anpassung des Lastfalles Ausbaulast im statischen Modell

| | | |
|--|------------------------|---|
| $A_{\text{projiziert}} = 37,95 \text{ m} \cdot 13,26 \text{ m} =$ | 503,2 m ² | ... projizierte Fläche des Modells |
| $\sum F_{v, EG} =$ | 173,9 kN | ... Eigengewicht der Holzkonstruktion |
| $g_{\text{Konstruktion}} = \frac{\sum F_{v, EG}}{A_{\text{projiziert}}}$ | 0,35 kN/m ² | ... Eigengewicht gemittelt auf die projizierte Fläche |

| | | |
|---|------------------------|--------------------------------|
| $g_{\text{Ausbau, Bestand}} =$ | 0,30 kN/m ² | ... Ausbaulast Bestand |
| $g_{\text{Bestand}} = g_{\text{Ausbau, Bestand}} + g_{\text{Konstruktion}} =$ | 0,65 kN/m ² | ... ständige Lasten Bestand |
| $g_{\text{Ausbau}} =$ | 1,10 kN/m ² | ... Ausbaulast Bestand |
| $g_{\text{Dachausbau}} = g_{\text{Ausbau}} + g_{\text{Konstruktion}} =$ | 1,45 kN/m ² | ... ständige Lasten Dachausbau |

Die ständigen Lasten des ausgebauten Daches betragen 223% im Vergleich zum unausgebauten Dachgeschoß. Dieser doch merkbare Unterschied relativiert sich in den Bemessungslastfällen aufgrund des gleichbleibenden veränderlichen Anteiles in den Bemessungslastfallkombinationen wieder. In den bemessungsrelevanten Lastfallkombinationen beträgt die globale Lasterhöhung in etwa 140% bis 150%.

Die globale Erhöhung der Lasten für die einzelnen Bemessungslastfälle im GZT ist in Tab. 40 aufgelistet.

Tab. 40 Unterschied der vertikalen Lasten der einzelnen Bemessungslastfallkombinationen

| | | $\Sigma F_{v,d} [kN]$ | | Ausbau/Bestand |
|--------------|---|-----------------------|--------|----------------|
| | | Bestand | Ausbau | |
| [1] | 1,35 * EG | | | |
| LK101 | ständige Lasten | 440,0 | 987,5 | 224% |
| [2.1] | 1,35 * EG + 1,5 * Winddruck | | | |
| LK211 | Wind aus Ost | 579,8 | 1127,4 | 194% |
| LK212 | Wind aus West | 598,1 | 1145,7 | 192% |
| [2.2] | 1,00 * EG + 1,5 * Windsog | | | |
| LK221 | Wind aus Ost | 183,3 | 588,9 | 321% |
| LK222 | Wind aus West | 182,7 | 588,3 | 322% |
| LK223 | Wind parallel | 66,5 | 472,1 | 710% |
| [3] | 1,35 * EG + 1,5 * Schnee | | | |
| LK301 | Schnee voll | 1287,4 | 1835,0 | 143% |
| LK302 | Schnee halb Ost | 1058,0 | 1605,6 | 152% |
| LK303 | Schnee halb West | 1093,0 | 1640,6 | 150% |
| [4] | 1,35 * EG + 1,5 * Schnee + 0,6 * 1,5 * Winddruck | | | |
| LK401 | Schnee voll, Wind Ost | 1371,3 | 1918,9 | 140% |
| LK402 | Schnee voll, Wind West | 1382,3 | 1929,9 | 140% |
| LK403 | Schnee Ost, Wind Ost | 1142,0 | 1689,5 | 148% |
| LK404 | Schnee Ost, Wind West | 1187,9 | 1735,5 | 146% |
| [5] | 1,00 * EG + 1,0 * EQ | | | |
| LK501 | Erdbeben quer zum First (+X) | 325,9 | 731,5 | 224% |
| LK502 | Erdbeben quer zum First (+X) | 325,9 | 731,5 | 224% |
| LK503 | Erdbeben parallel (+Y) | 325,9 | 731,5 | 224% |
| LK504 | Erdbeben quer zum First (-Y) | 325,9 | 731,5 | 224% |

Die Auswertung der Querschnitte erfolgt mit den erhöhten Lasten des Dachausbaus gleich wie die Auswertung für die Bestandssituation.

Die Ergebnisse der Bruttoquerschnittsnachweise, die mit der Software automatisiert geführt werden, sind in Tab. 41 dargestellt. Die an den relevanten Stellen geführten Nettoquerschnittsnachweise sind in Tab. 42 zusammengefasst dargestellt.

Tab. 41 Ausnutzungsgrade für die Bruttoquerschnitte mit den erhöhten Lasten des Dachausbaus. Die Nachweise wurden mit dem Bemessungstool RS-HOLZ PRO [63] automatisiert geführt

| Bauteil | Querschnitt | Querschnittsnachweise | | | Stabilitätsnachweise | | |
|---------------------------------|-------------|-----------------------|----------|-----------|-----------------------------------|----------|-----------|
| | | Ausnutzung | Lastfall | Stelle | Ausnutzung | Lastfall | Stelle |
| Sparren | | | | | | | |
| Sparren HS | 14/16 | 70% | LK301 | Achse 5 | 150% | LK301 | Achse 5 |
| Sparren SS | 14/16 | 56% | LK303 | Achse 8 | 67% | LK303 | Achse 8 |
| Hängewerke Regelfelder | | | | | | | |
| Bundtram* | 18/24 | 59% | LK301 | Achse 5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Streben | 18/20 | 111% | LK301 | Achse 5 | 142% | LK301 | Achse 5 |
| Druckriegel | 18/20 | 7% | LK101 | Achse 5 | 27% | LK404 | Achse 5 |
| Säulen | 18/18 | 24% | LK301 | Achse 5 | 23% | LK503 | Achse 5 |
| Zangen | 2 * 10/18 | 18% | LK301 | Achse 5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Hängewerke Mittelbereich | | | | | | | |
| Bundtram* | 18/24 | 126% | LK301 | Achse 8 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Streben | 18/20 | 42% | LK301 | Achse 8 | 71% | LK301 | Achse 8 |
| Druckriegel | 18/20 | 15% | LK301 | Achse 8 | 33% | LK101 | Achse 8 |
| Säulen | 18/18 | 145% | LK301 | Achse 8 | 127% | LK301 | Achse 8 |
| Stuhlwände | | | | | | | |
| Kopfbänder | 13/15 | 24% | LK301 | Achse 10 | 34% | LK301 | Achse 10 |
| Mittelpfetten HS | 18/22 | 99% | LK301 | Achse 7-8 | 103% | LK301 | Achse 7-8 |
| Mittelpfetten SS | 18/22 | 70% | LK301 | Achse 8-9 | 68% | LK303 | Achse 8-9 |
| Mauerbank HS | 22/16 | 52% | LK301 | Achse 4-5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Mauerbank SS | 22/16 | 44% | LK301 | Achse 7-8 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |

* Bundtrammachweise ohne Schubachweise im Auflagerbereich.

Tab. 42 Zusammenfassung der Nettoquerschnittsnachweise mit den erhöhten Lasten des Dachausbaus

| Bauteil | Querschnitt | Achse | Ausnutzung | maßgebender Nachweis |
|--|-------------|---------|------------|----------------------|
| Bundtram bei Stuhlsäule | | Achse 5 | 72% | Schub |
| | | Achse 8 | 151% | Biegung + Zug |
| Bundtram bei Strebenanschluss | | Achse 5 | 77% | Schub |
| | | Achse 8 | 129% | Schub |
| Strebe Verkämmung bei Zangenanschluss | | Achse 5 | 135% | Biegung + Druck |
| Säule Zapfenlöcher bei Kopfbandanschluss | | Achse 5 | 24% | Biegung + Zug |
| | | Achse 8 | 139% | Biegung + Zug |
| Säule Nettoquerschnitt bei Anschluss von Strebe und Druckriegel | | Achse 5 | 59% | Biegung + Zug |
| | | Achse 8 | 368% | Biegung + Zug |

Aus dem Vergleich der Bauteilnachweise wird ersichtlich, dass die Ausnutzungen in etwa äquivalent zur Lasterhöhung um in etwa 50% ansteigen.

In Tab. 43 sind die Knotenausnutzungen für die erhöhte Lastsituation des Dachausbaus dargestellt.

Tab. 43 Ausnutzungen der Anschlusspunkte mit den erhöhten Lasten aus dem Dachausbau in der Hängewerksebene für die LK301

| Verbindung | | Einwirkung [kN] | | | | Widerstand [kN] | | | | Ausnutzung | | | |
|-------------|----------------------|-----------------|-------------|--------|-------|-----------------|---------------|------------|------------|--------------------|----------------------|------------------|------------------|
| | | N_{Zug} | N_{Druck} | V_1 | V_2 | $N_{Rd,Zug}$ | $N_{RdDruck}$ | $V_{Rd,1}$ | $V_{Rd,2}$ | N_{Zua} / N_{Rd} | N_{Druck} / N_{Rd} | $V_1 / V_{Rd,1}$ | $V_2 / V_{Rd,2}$ |
| Achse 8 | A - Strebe | | 108,2 | | | - | 30,1 | - | - | | 359% | | |
| | B - Strebe | | 107,6 | | | - | 30,1 | - | - | | 357% | | |
| | C - Druckriegel | | 44,0 | 0,7 | | - | 63,3 | 12,5 | - | | 70% | 6% | |
| | D - Säule-Bundtram | 22,7 | 10,8 | 8,8 | 3,0 | 18,2 | 74,8 | 14,0 | 15,3 | 125% | 14% | 63% | 20% |
| | G - Säule-Pfette | 0,0 | 29,0 | 6,4 | 34,2 | 7 | 74,8 | 15,3 | 15,3 | 0% | 39% | 42% | 224% |
| Achse 5 | A - Strebe | | 80,3 | (10,0) | | - | 30,1 | ? | - | | 267% | ? | |
| | B - Strebe | | 56,4 | (10,8) | | - | 30,1 | ? | - | | 187% | ? | |
| | C - Druckriegel | | 31,6 | 0,7 | | - | 63,3 | 12,5 | - | | 50% | 6% | |
| | D - Säule-Bundtram | 0,0 | 29,2 | 1,4 | 0,8 | 18,2 | 74,8 | 14 | 15,3 | 0% | 39% | 10% | 5% |
| | E - Zange-Strebe | 37,7 | | | | 32,5 | - | - | - | | 116% | | |
| | F - Zangen-Mauerbank | 37,7 | | | | 29,1 | - | - | - | | 130% | | |
| | G - Säule-Pfette | 0,0 | 31,8 | 1,1 | 6,4 | 7 | 74,8 | 15,3 | 15,3 | 0% | 43% | 7% | 42% |
| H- Kopfband | 8,9* | 29,6 | | | 7 | 14,2 | - | - | | 127% | 208% | | |

* Maßgebende Zugkraft in den Kopfbändern aus LK503 (Erdbebeneinwirkung).

II-10.1 VERÄNDERUNGEN GEGENÜBER DER BESTANDSSITUATION

In Tab. 40 ist die erhöhte Belastung des Tragwerks aufgrund des Dachausbaus für die verschiedenen Lastfallkombinationen dargestellt. Nun sollen die Auswirkungen dieser Lasterhöhung auf die Ausnutzungsgrade der einzelnen Bauteile und Verbindungen dargestellt werden.

Es ist in Tab. 44 ersichtlich, dass sich die Ausnutzungsgrade am unveränderten Tragwerk in etwa im gleichen Verhältnis erhöhen, wie sich die Last durch den Dachausbau erhöht. Dies kann darauf zurückgeschlossen werden, dass sich zum einen die Schnittgrößen im Tragwerk verhältnismäßig zur Lasterhöhung vergrößern, da das statische Modell nichtlineare Effekte z.B. durch Versagen der Verbindungen ab einer gewissen Last und somit Lastumlagerungen aufgrund von Überbeanspruchung nicht abbilden kann. Zum anderen fließen die Schnittgrößen zumeist linear in das Nachweiskonzept ein.

Tab. 44 Vergleich der Ausnutzungsgrade der Querschnittsnachweise von Bestand und Dachausbau
HS: Hofseite; SS: Straßenseite; ST: Stabilitätsnachweis; QS: Querschnittsnachweis; NQS: Nettoquerschnittsnachweis

| | Ausnutzungsgrad Bestand | | Ausnutzungsgrad Dachausbau | | Erhöhungsfaktor |
|---------------------------------------|-------------------------|-----|----------------------------|-----|-----------------|
| Sparren | | | | | |
| Sparren HS | 70% | ST | 150% | ST | 2,14 |
| Sparren SS | 48% | ST | 67% | ST | 1,39 |
| Hängewerk Regelfeld (Achse 5) | | | | | |
| Bundtram | 54% | NQS | 77% | NQS | 1,43 |
| Streben | 91% | NQS | 142% | ST | 1,56 |
| Druckriegel | 22% | ST | 27% | ST | 1,23 |
| Säulen | 40% | NQS | 59% | NQS | 1,48 |
| Zangen | 12% | QS | 18% | QS | 1,50 |
| Hängewerk Mittelteil (Achse 8) | | | | | |
| Bundtram | 107% | NQS | 151% | NQS | 1,41 |
| Streben | 49% | ST | 71% | ST | 1,45 |
| Druckriegel | 24% | ST | 33% | ST | 1,38 |
| Säulen | 245% | NQS | 368% | NQS | 1,50 |
| Stuhlwände | | | | | |
| Kopfbänder | 24% | ST | 34% | ST | 1,42 |
| Mittelpfetten HS | 69% | ST | 103% | ST | 1,49 |
| Mittelpfetten SS | 48% | ST | 68% | ST | 1,42 |
| Mauerbank HS | 35% | QS | 52% | QS | 1,49 |
| Mauerbank SS | 30% | QS | 44% | QS | 1,47 |

Dasselbe Bild in Bezug auf die Erhöhungsfaktoren zeigt sich wie zuvor naturgemäß auch beim Vergleich der Knotenausnutzungen, wie in Tab. 45 dargestellt ist.

Tab. 45 Vergleich der Ausnutzung der Knoten Tragfähigkeiten zwischen Bestand und Dachausbau

| | Ausnutzungsgrad Bestand | Ausnutzungsgrad Dachausbau | Erhöhungsfaktor |
|---------------------------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------|
| Hängewerk Regelfeld (Achse 5) | | | |
| A - Strebe | 187% | 267% | 1,43 |
| B - Strebe | 132% | 187% | 1,42 |
| C - Druckriegel | 36% | 50% | 1,39 |
| D - Säule-Bundtram | 27% | 39% | 1,44 |
| E - Zange-Strebe | 79% | 116% | 1,47 |
| F - Zangen-Mauerbank | 89% | 130% | 1,46 |
| G - Säule-Pfette | 29% | 43% | 1,48 |
| Hängewerk Mittelteil (Achse 8) | | | |
| A - Strebe | 248% | 359% | 1,45 |
| B - Strebe | 246% | 357% | 1,56 |
| C - Druckriegel | 50% | 70% | 1,40 |
| D - Säule-Bundtram | 90% | 125% | 1,39 |
| G - Säule-Pfette | 148% | 224% | 1,51 |

II-10.2 BEURTEILUNG DER LASTERHÖHUNG AM BESTEHENDEN TRAGWERK

Die statische Analyse der Tragfähigkeiten des unveränderten Tragwerks ergibt, dass für einen Dachausbau das bestehende Tragwerk nicht geeignet ist, zumal für eine Nutzungsänderung jedenfalls die anerkannten Regeln der Technik einzuhalten sind und das geforderte Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden muss.

Das bedeutet, dass in dieser Hinsicht die Knotenpunkte verstärkt werden müssen und allenfalls Veränderungen im Tragwerk vorgenommen werden müssen.

II-11 ADAPTIERUNG DES TRAGWERKS ANHAND DER STATISCHEN ANALYSE

Im Rahmen der statischen Analyse wurde zuvor nachgewiesen, dass Teile des bestehenden Tragwerks nicht den aktuellen Regeln der Technik entsprechen. In diesem Abschnitt sollen Lösungen erarbeitet werden, um das Tragwerk auch für die Lasterhöhung durch den Dachausbau zu ertüchtigen. Dabei wird zunächst die globale Tragwirkung bzw. das statische System des Dachtragwerks betrachtet. Die Ertüchtigung der einzelnen Anschlusspunkte wird später behandelt.

In diesem Abschnitt wird beispielhaft nur auf die Regelfelder eingegangen.

Zunächst soll festgestellt werden, wie der globale Lastabtragungsmechanismus des Tragwerks funktioniert, um daraus die entsprechenden Schlüsse ziehen zu können. Wie bereits erwähnt, hat das Dachwerk einen sparren- und einen pfettendachartigen Lastabtragungsmechanismus. Wenn man die beiden Mechanismen mit den Berechnungsergebnissen der statischen Analyse in Zusammenhang bringt, können Rückschlüsse auf Ertüchtigungsmaßnahmen getroffen werden. In Abb. 160 sind die beiden Lastabtragungsmechanismen und ihre zugehörigen Elemente des Tragwerks für einen Lastfall mit Vertikallasten dargestellt.

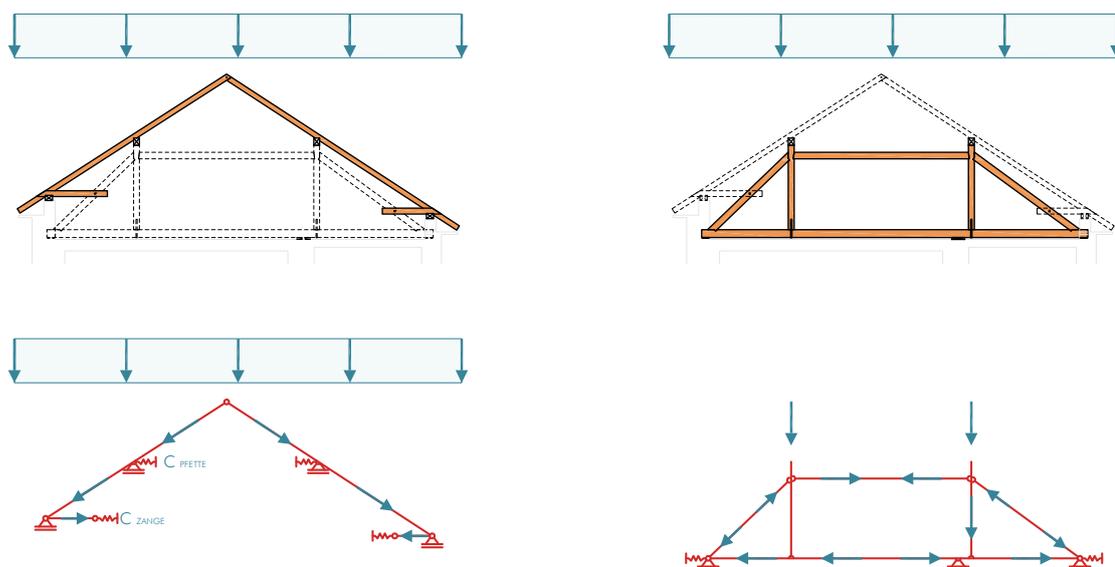


Abb. 160 Lastabtragungsmechanismen des Dachwerks und deren statische Systeme in einer vereinfachten Darstellung
 Links: sparrendachartiger Lastabtragungsmechanismus; für die Zugkräfte in der Zange ist u.a. das Verhältnis zwischen den horizontalen Steifigkeiten der Zange und der Mittelpfette maßgebend
 Rechts: pfettendachartiger Lastabtragungsmechanismus und Aktivierung der Hängewerkskonstruktion

Betrachtet man die Bauteilnachweise der Dachkonstruktion bei den Regelfeldern (siehe Tab. 44) fällt auf, dass die meisten Querschnitte die Nachweise für die Bestandssituation und auch für die Dachausbausituation erfüllen. Neben den Nachweisen der Bundtrüme und der Nettoquerschnitte der Säulen im Mittelteil ist jedoch der Knicknachweis der Streben in den Regelfeldern etwa um das 1,5-fache überschritten. Dies kann plausibel erklärt werden. Beim sparrendachartigen Anteil wird der größte Anteil des Sparrenschubs über die Mauerbänke und Zangen auf die Streben des Hängewerks rückgehängt. Dadurch entsteht in den Streben ein Biegemoment, das sich für die Nachweise dieses Bauteiles dementsprechend negativ auswirkt.

Beim pfettendachartigen Lastabtragungsmechanismus werden die Streben nur mit Normalkräften (Druckkräften) beansprucht, wenn man vom Biegemoment absieht, das durch die Exzentrizität der

Anschlusspunkte hervorgerufen wird. Hinsichtlich reiner Druckbelastung ist die Kapazität der Strebe größer, als bei Druck- und Biegebeanspruchung.

Für den Nachweis der Streben, erscheint es nun sinnvoll, das statische System eher hin zu dem pfettendachartigen Mechanismus zu verändern, um so die Biegebeanspruchung zu verringern.

In der Bestandssituation stützen die Sparren die Mittelpfette gegen Verdrehen um die eigene Achse. Diese Verdrehung wird durch den ausmittigen Anschluss der Sparren im oberen Teil zwischen Mittelpfette und First verursacht. Durch die Stützung im unteren Sparrenbereich wird dieser Verdrehung entgegengewirkt, die Sparren leiten die Druckkraft an die Mauerbank und diese in weiterer Folge an die Zangen weiter.

Dies ist unter anderem daran erkennbar, dass die rückseitigen Fugen zwischen Mittelpfette und Sparren oft geschlossen und sichtbar auf Druck beansprucht sind.

Damit die Zugkraft in den Zangen und somit die Biegebeanspruchung der Streben vermindert wird, erscheint es hilfreich, dass die horizontalen Auflager der Sparren bei der Mittelpfette steifer werden und somit ein Teil der Abtriebskräfte schon über der Mauerbankebene absorbiert wird. D.h. also, dass die Mittelpfette besser gegen ein Verdrehen gesichert werden muss, damit sich hier ein wirksames Kraftdreieck bilden kann.

Dieser Effekt kann durch den Einbau eines Zugbandes an der Oberseite der Mittelpfette erzielt werden. Dadurch erhalten die Sparren bei der Mittelpfette ein steiferes Auflager, das Zugband nimmt die horizontalen Abtriebskräfte auf und entlastet so die in der unteren Lage angebrachten Zangen.

Wird das Zugband nur in den Hängewerksachsen angebracht, also nur am Auflager der Mittelpfette wird die Torsionsbelastung der Pfette höher. Hier ist auch die Torsionssteifigkeit der Pfette zu bedenken, die durch die Schwindrisse verringert ist. Allerdings ist mit dieser Maßnahme im Modell schon eine deutliche Verbesserung zu erkennen. Um die Torsionsbelastung der Mittelpfette zu verringern, könnte bei jedem Sparrenpaar ein Zugband angeordnet werden.

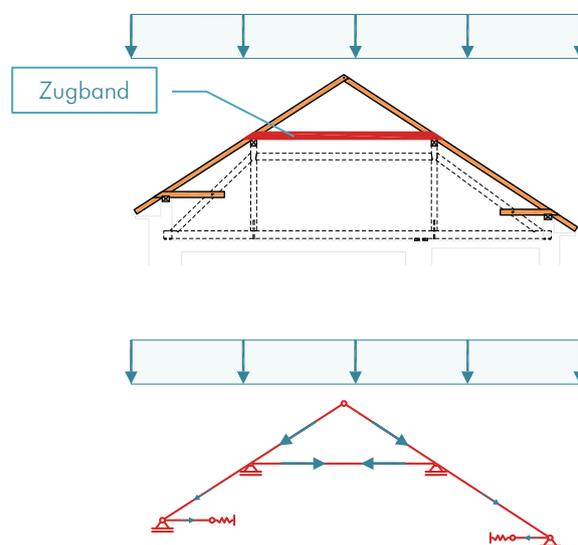


Abb. 161 eingezogenes Zugband; Systemskizze und statisches Modell

Folgende Maßnahmen werden nun im Modell durchgeführt:

- Implementieren einer Zugbandlage über der Mittelpfette in den Hängewerksachse.
- Erhöhen der Steifigkeit des Anschlusses zwischen Sparren und Mittelpfette.
- zusätzliches Aktivieren der Zugbänder durch Aufbringen einer Stabverkürzung von ca. 4mm.
- Ausfüllen der Sparrenauswechslungen an der Hofseite mit Fachwerkstäben (gelenkiger Anschluss)

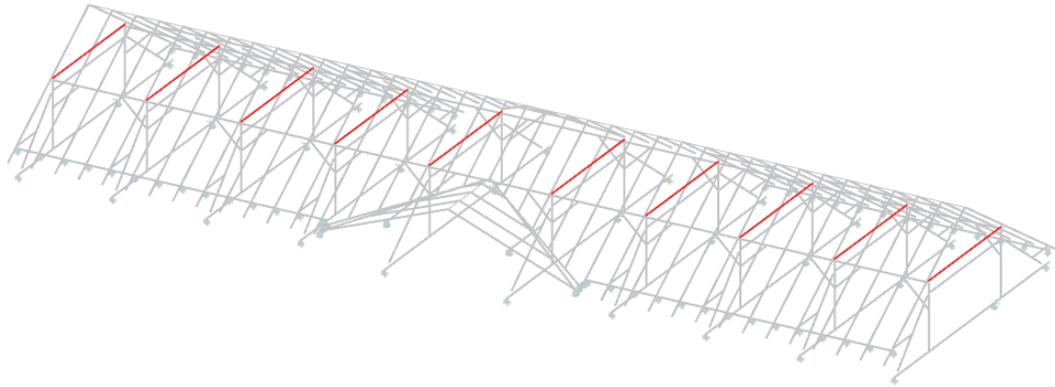


Abb. 162 Implementierung einer Zugbandlage im statischen Modell

Beim Vergleich der Schnittgrößen zwischen dem Modell ohne Maßnahmen und mit den oben angeführten Ertüchtigungsmaßnahmen zeigt sich ein deutlicher Unterschied. Die Druckkraft in den Sparren unterhalb der Mittelpfette nimmt ab und somit auch die Zugkräfte in den Zangen. Dadurch erfährt die Strebe eine geringere Biegebeanspruchung. Die Momentenverläufe der Sparren und deren Größenordnungen verändern sich im Wesentlichen nicht sehr. Die Belastung im Druckriegel wird größer, d.h. der Lastabtragungsmechanismus verändert sich mehr in Richtung der Hängewerke.

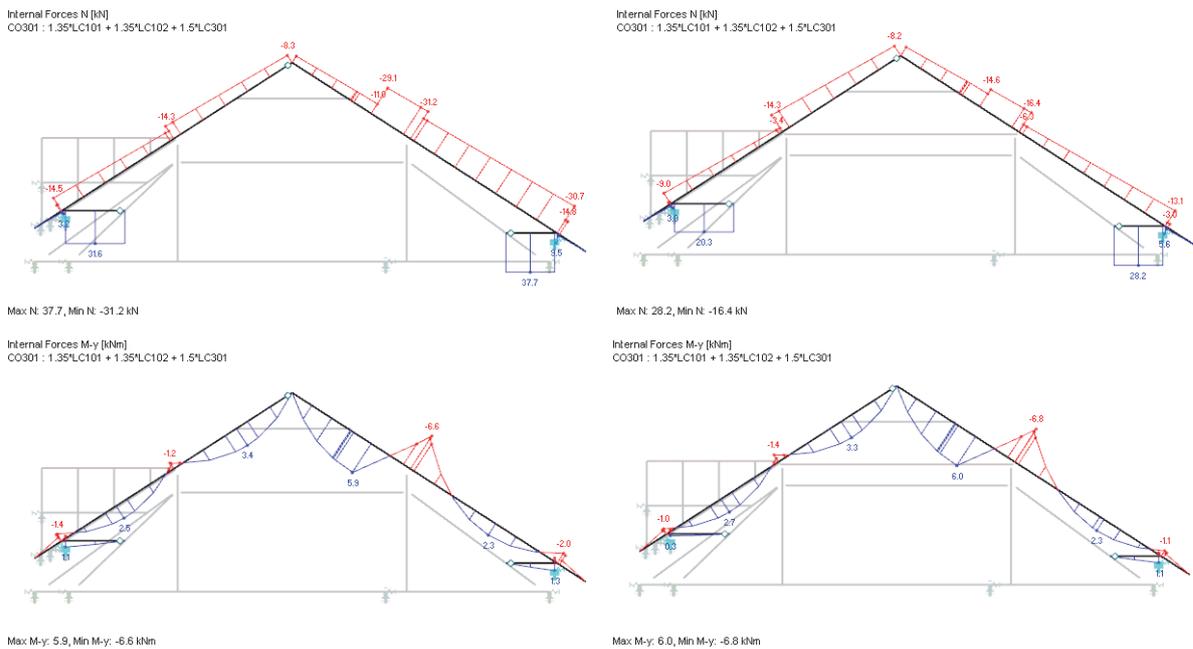
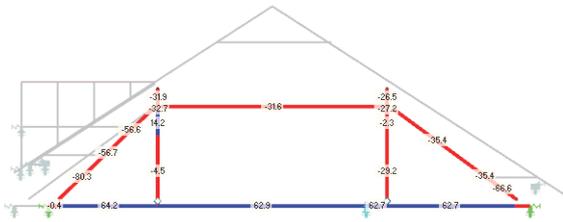


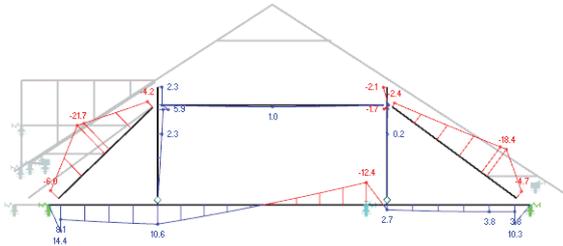
Abb. 163 Vergleichsdarstellung der Normalkraft- und Momentenverläufe zwischen dem ursprünglichen Modell ohne Maßnahmen (links) und dem geänderten Modell mit Zugband und zuvor beschriebenen Maßnahmen (rechts); Darstellung für die Sparren und Zangen bei Achse 5

Internal Forces N [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



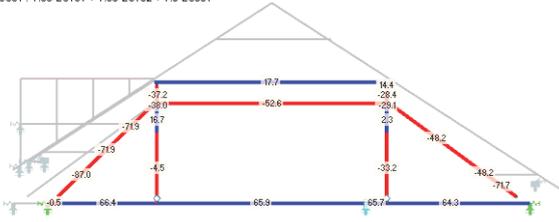
Max N: 64.2, Min N: -80.3 kN

Internal Forces M-y [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



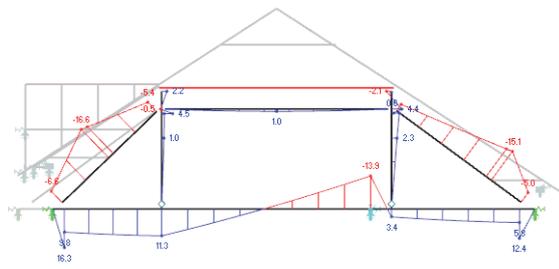
Max M-y: 14.4, Min M-y: -21.7 kNm

Internal Forces N [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max N: 66.4, Min N: -87.0 kN

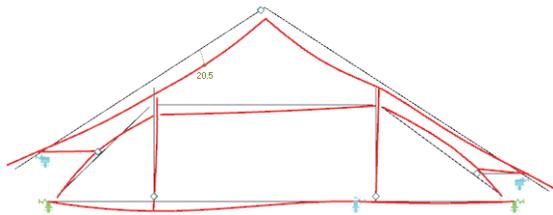
Internal Forces M-y [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-y: 16.3, Min M-y: -16.6 kNm

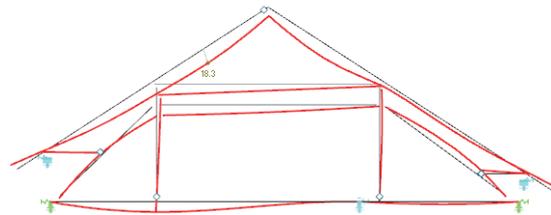
Abb. 164 Vergleichsdarstellung der Normkraft- und Momentenverläufe zwischen dem ursprünglichen Modell ohne Maßnahmen (links) und dem geänderten Modell mit Zugband und zuvor beschriebenen Maßnahmen (rechts); Darstellung für die Hängewecke bei Achse 5

Global Deformations u [mm]
CO2301 : LC101 + LC102 + LC301



Max u: 20.5, Min u: 0.0 mm

Global Deformations u [mm]
CO2301 : LC101 + LC102 + LC301



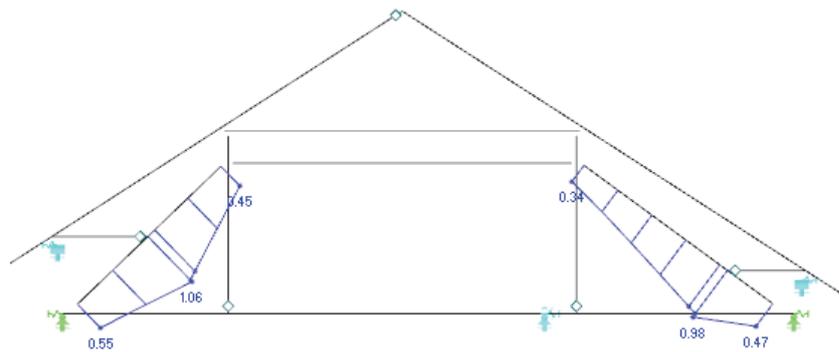
Max u: 18.3, Min u: 0.1 mm

Abb. 165 Verformungsbild der Achse 5 unter charakteristischen Lasten; 20-fach überhöht dargestellt
Links: ursprüngliches Modell
Rechts: Modell mit Zugband

Die Wirksamkeit der statischen Eingriffe in das Tragsystem wird über die Nachweisführung bestätigt. Die Nachweise der Streben sind nun in einem akzeptablen Bereich, wenn auch nicht unter 100%. Die Ausnutzung beträgt für den Stabilitätsnachweis 106% (siehe Abb. 166 und Tab. 46). Der Nettoquerschnittsnachweis an der Stelle des Zangenanschlusses ist mit 103% auch leicht überschritten.

Am Beispiel der Streben der Regelfelder kann durch die Einführung eines Zugbandes über den Mittelpfetten das Tragwerk im Hinblick auf die vorher überschrittenen Bauteilnachweise ertüchtigt werden, um die erhöhten Lasten aus dem Dachausbau aufzunehmen und rechnerisch nachzuweisen.

TIMBER Pro CA103 - Streben



Max Design Ratio: 1.06

Abb. 166 Bauteilnachweise der Streben im Tragwerk mit den Ertüchtigungsmaßnahmen

In Tab. 46 sind die Bruttoquerschnittsnachweise und in und Tab. 47 die Nettoquerschnittsnachweise der Bauteile auf Basis des Modells mit der Ertüchtigungsmaßnahme "Zugband" dargestellt. Für fast alle Bauteile kann nun der rechnerische Nachweis erbracht werden.

Für die Bundträme des Mittelbereiches, sowie für den Nettoquerschnitt der Stuhlsäulen beim Druckriegelanschluss sind die Nachweise nach EUROCODE 5 [45]; [44] deutlich nicht erfüllt. Diese Bereiche müssen somit durch weitere Maßnahmen wie z.B. Anlaschungen verstärkt werden, die hier aber nicht näher behandelt werden.

Tab. 46 Ausnutzungsgrade für die Bruttoquerschnitte mit der Ertüchtigungsmaßnahme "Zugband"

| Bauteil | Querschnitt | Querschnittsnachweise | | | Stabilitätsnachweise | | |
|---------------------------------|-------------|-----------------------|----------|-----------|-----------------------------------|----------|-----------|
| | | Ausnutzung | Lastfall | Stelle | Ausnutzung | Lastfall | Stelle |
| Sparren | | | | | | | |
| Sparren HS | 14/16 | 69% | LK301 | Achse 5 | 112% | LK301 | Achse 5 |
| Sparren SS | 14/16 | 58% | LK303 | Achse 8 | 69% | LK301 | Achse 8 |
| Hängewerke Regelfelder | | | | | | | |
| Bundtram* | 18/24 | 65% | LK301 | Achse 5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Streben | 18/20 | 86% | LK301 | Achse 5 | 106% | LK301 | Achse 5 |
| Druckriegel | 18/20 | 10% | LK101 | Achse 5 | 39% | LK301 | Achse 5 |
| Säulen | 18/18 | 51% | LK503 | Achse 5 | 53% | LK503 | Achse 5 |
| Zangen | 2 * 10/18 | 14% | LK301 | Achse 5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Hängewerke Mittelbereich | | | | | | | |
| Bundtram* | 18/24 | 120% | LK301 | Achse 8 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Streben | 18/20 | 41% | LK301 | Achse 8 | 70% | LK301 | Achse 8 |
| Druckriegel | 18/20 | 14% | LK301 | Achse 8 | 53% | LK101 | Achse 8 |
| Säulen | 18/18 | 64% | LK301 | Achse 8 | 49% | LK301 | Achse 8 |
| Stuhlwände | | | | | | | |
| Kopfbänder | 13/15 | 27% | LK301 | Achse 10 | 38% | LK301 | Achse 10 |
| Mittelpfetten HS | 18/22 | 99% | LK301 | Achse 7-8 | 99% | LK301 | Achse 7-8 |
| Mittelpfetten SS | 18/22 | 76% | LK301 | Achse 8-9 | 69% | LK303 | Achse 8-9 |
| Mauerbank HS | 22/16 | 40% | LK301 | Achse 4-5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |
| Mauerbank SS | 22/16 | 34% | LK301 | Achse 4-5 | <i>nicht stabilitätsgefährdet</i> | | |

* Bundtrammachweise ohne Schubachweise im Auflagerbereich.

Tab. 47 Zusammenfassung der Nettoquerschnittsnachweise mit der Ertüchtigungsmaßnahme "Zugband"

| Bauteil | Querschnitt | Achse | Ausnutzung | maßgebender Nachweis |
|--|-------------|---------|------------|----------------------|
| Bundtram bei Stuhlsäule | | Achse 5 | 82% | Schub |
| | | Achse 8 | 145% | Biegung + Zug |
| Bundtram bei Strebenanschluss | | Achse 5 | 89% | Schub |
| | | Achse 8 | 132% | Schub |
| Strebe Verkämmung bei Zangenanschluss | | Achse 5 | 103% | Biegung + Druck |
| Säule Zapfenlöcher bei Kopfbandanschluss | | Achse 5 | 24% | Biegung + Zug |
| | | Achse 8 | 83% | Biegung + Zug |
| Säule Nettoquerschnitt bei Anschluss von Strebe und Druckriegel | | Achse 5 | 78% | Biegung + Zug |
| | | Achse 8 | 152% | Biegung + Zug |

II-12 VERSTÄRKEN VON ANSCHLUSSPUNKTEN

Eine Erkenntnis aus der statischen Analyse des bestehenden Tragwerks ist, dass die Knoten­tragfähigkeiten nach dem derzeit gültigen Stand der Technik überschritten sind. Im Besonderen gilt das naturgemäß dann, wenn zusätzliche Lasten aus dem Dachausbau aufgenommen werden müssen.

Als Eingrenzung soll auch in diesem Abschnitt nur auf bestimmte Verbindungen eingegangen werden. Bezugnehmend auf die Knotenausnutzungen mit den erhöhten Lasten des Dachausbaus (siehe Tab. 43) sind die Anschlusspunkte der Streben am höchsten beansprucht und ein rechnerischer Nachweis nach den aktuell gültigen Regeln der Technik ist nicht möglich. Im Folgenden wird dieser Anschluss genauer betrachtet.

II-12.1 ALLGEMEINES ZU KNOTENVERSTÄRKUNGEN

Wird die Tragfähigkeit der Holzverbindung durch zusätzliche Maßnahmen erhöht, spricht man von Ertüchtigung. Eine Ertüchtigung ist meist nur unter Verwendung zusätzlicher Bauteile möglich (additive Vorgehensweise). Neben traditionellen, zimmermannsmäßigen Maßnahmen stehen weitere ingenieurholzbaummäßige Lösungen zur Verfügung.

Als Alternative zur Ertüchtigung können auch Bauteile ausgetauscht bzw. durch andere Konstruktionen ersetzt werden (substitutive Vorgehensweise), womit meist auch das statische System verändert wird.

Des Weiteren muss in die Auswahl der Verstärkung, die Art der Maßnahme als Kriterium miteinbezogen werden. Sollen nur Verstärkungen zur Anwendung kommen, die auch dem historischen Tragwerk entsprechen, so wird man versuchen, auf zimmermannsmäßige Techniken zurückgreifen.

Wenn dem nicht so ist, können auch neue, ingenieurmäßige Methoden und neue Bauelemente wie z.B. Stahlteile eingesetzt werden. Jedoch sollte in jedem Fall bedacht auf eine verträgliche Lösung genommen werden, die auch die Aspekte der Dauerhaftigkeit berücksichtigt.

Einige innovative Ausführungsvarianten für Instandsetzungen wie beispielhaft in Abb. 167 dargestellt, wurden in der Masterarbeit von ORTNER [19] sehr anschaulich dargestellt. Grundsätzlich wird bei einer Instandsetzung die Tragfähigkeit nicht erhöht; es soll nur die Knoten­tragfähigkeit wieder hergestellt werden. Dennoch können die Prinzipien der vorgestellten Instandsetzungsmaßnahmen oft auch auf Ertüchtigungen übertragen werden.

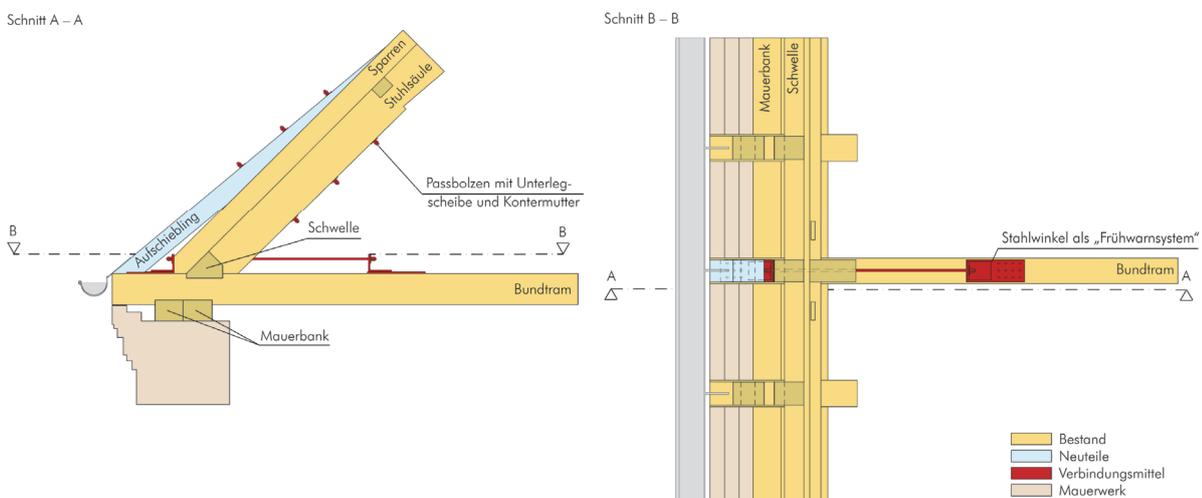


Abb. 167 Beispiel für eine Ertüchtigung eines Sparrenfußpunktes mittels Stahlbauteilen. Quelle: [19] S.122

Zur Bestimmung von Anforderungen an Ertüchtigungsmaßnahmen können einige Kriterien definiert werden, die zu einer fach- und sachgerechten Ausführung beachtet werden sollten.

Bestandsschonung

Eine bestandsschonende Maßnahme kann definiert werden, wenn das ursprüngliche Lastabtragungssystem der Verbindung bzw. das globale System nur wenige Änderungen erfährt. Dies kann beispielsweise dadurch erreicht werden, dass die bestehenden zimmermannsmäßigen Verbindungen durch ebensolche, aber leistungsfähigere Verbindungen ersetzt werden. Beispielhaft sei hier angeführt, dass ein schräger Zapfen durch einen Versatz oder ggf. einen doppelten Versatz ersetzt wird. Allerdings ist es dafür notwendig, die angrenzenden Bauteile durch andere zu ersetzen.

Eine andere Variante der Bestandsschonung kann darin bestehen, dass durch kleinformatische zusätzliche Bauteile eine Ertüchtigung erzielt werden kann. Diese Maßnahmen können Holzschrauben sein, die die Verbindung verstärken sollen. Hierbei wird das statische System der Verbindung meist geändert, jedoch können die (intakten) Hölzer im Bauwerk verbleiben und werden durch die neuen Bauteile nur in einem kleinen Maß z.B. durch die Bohrlöcher geschädigt.

Ausführbarkeit

Die Ausführbarkeit der Ertüchtigungsmaßnahme muss gegeben sein. Das beinhaltet z.B. dass die notwendigen räumlichen Anforderungen zur Montage gegeben sein müssen. Es muss bedacht werden, dass Holzschrauben eingedreht oder Unterstützungs- und Hilfskonstruktionen während der Bauphase müssen eingebaut können.

bauphysikalische Verträglichkeit

Es muss darauf geachtet werden, dass durch die Ertüchtigungsmaßnahme die Dauerhaftigkeit der Verbindungen gewährleistet ist. So muss bei der konstruktiven Ausbildung darauf geachtet werden, dass Wärmebrücken und damit einhergehend Kondenswasseranfall verhindert werden. Weiters muss auch die Zugänglichkeit der Verbindung im fertigen Zustand gegeben sein, um ggf. auftretende Schäden frühzeitig erkennen zu können.

Wirtschaftlichkeit

Die geplanten Maßnahmen müssen unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten für den Auftraggeber und für das beauftragte Unternehmen durchführbar sein.

II-12.2 BEISPIEL: ANSCHLUSS DER STREBE AN DIE STUHLsäULE

Als ausgewähltes Beispiel wird die Ertüchtigung des Fersenversatzes mittels Holzschrauben behandelt.

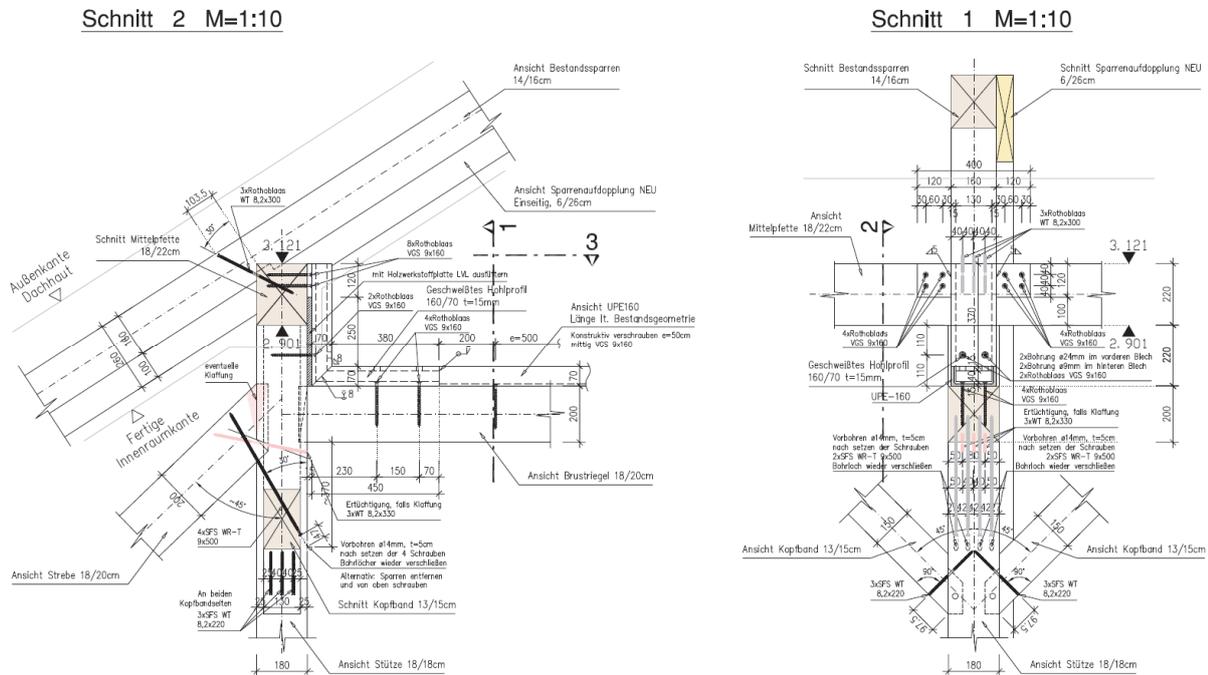


Abb. 168 Auszug aus einem Detailplan für die Ertüchtigung des Strebenanschlusses im Rahmen des durchgeführten Dachausbaus.
Quelle: Planunterlagen Ingenieurbüro Engelsmann Peters

Im oberen Anschluss der Strebe an die Stuhlsäule werden in einem Winkel zur Faser Vollgewindeschrauben eingedreht, die einen Teil der Druckkraft der Strebe aufnehmen und in die Stuhlsäule einleiten.

Dadurch, dass mit der Ertüchtigungsmaßnahme ein zusätzlicher Lastabtragungsmechanismus entsteht, hängt der Anteil an der globalen Lastabtragung von den Steifigkeitsverhältnissen der einzelnen Verbindungsteile, also der Holz-Holz-Verbindung und der ingenieurmäßigen Schraubenverbindung, ab.

Ziel dieses Abschnittes ist es, eine Abschätzung dieser Steifigkeitsverhältnisse und so den Anteil der verschiedenen Lastabtragungsmechanismen an der gesamten Tragfähigkeit näherungsweise zu bestimmen. Zu diesem Zweck soll ein Stabmodell entwickelt werden, das die einzelnen Komponenten der Verbindung inklusive der Ertüchtigungsmaßnahme mit ihren Steifigkeitseigenschaften berücksichtigt.

In Anlehnung an das Berechnungsmodell von KOCH [9] wird ein statisches Modell entwickelt, das die einzelnen Bauteillamellen, die mittels nichtlinearer Federn in Abhängigkeit der Holzfestigkeit und Achsrichtung miteinander gekoppelt sind, berücksichtigt. KOCH hat in seiner Arbeit die Tragfähigkeit von schrägen Zapfen untersucht und die experimentell beobachteten Versagensmechanismen u.a. mit einem derartig aufgebautem Stabmodell qualitativ beschrieben.

Der Holzquerschnitt wird anhand der aufgetretenen Versagensform in Lamellen unterteilt, die sich während des Versagens voneinander gelöst haben. Die Lamellen stellen im Rechenmodell einzelnen Stäbe mit den jeweiligen Querschnitten dar. Die Kopplung der Lamellen wird mit abschnittsweise angeordneten Federstäben diskretisiert. In den Kopplungsstäben sind die Steifigkeits- und Festigkeitswerte mittels nichtlinearen Federkennlinien berücksichtigt.

Im vorliegenden Beispiel des Fersenversatzes sind die erwartbaren Versagensformen am realen Tragwerk durch entsprechende Anrisse einiger Hölzer beobachtbar (siehe Abschnitt II-3.4.3). Demzufolge entsteht an

der Strebe ein Riss an der Einkerbung des Versatzes. Als Grund dafür kommt infrage, dass die Strebe durch die Zangen mit einer Querkraft belastet wird, aber im Bereich der Versätze keine weiteren Maßnahmen zur Querkzugsicherung vorhanden sind. Durch eine Verschraubung können dann auch diese Querkräfte im Anschluss aufgenommen werden.

An dieser Stelle muss noch erwähnt werden, dass mit der Stirnfläche des mittig angeordneten Zapfens noch ein zusätzlicher Lastabtragungsmechanismus existiert. Damit ist auch erklärbar, dass die Verbindung bisher trotz vorhandenem Querkzug im Versatzbereich der Strebe nicht versagt, da das Zapfenspiel an der Stirnseite geschlossen wird und der Zapfen einen Teil der Last übernimmt.

Bei den weiteren Betrachtungen soll als Vereinfachung dieser Effekt vernachlässigt werden.

II-12.2.1 Vorgehensweise

Ziel: Verifizierung der Anschlussertüchtigung zwischen Strebe und Stuhlsäule durch Holzschrauben.

Methodik: Entwickeln eines Stabmodelles unter Berücksichtigung der am Bestandstragwerk beobachteten Versagensform des Anschlusses (Aufteilung des Querschnittes in Lamellen, die mittels nichtlinear definierten Kopplungen auf Basis der Querkzug- bzw. Schubfestigkeit miteinander verbunden sind.)

Modellierung der Holzschrauben mit jeweiliger Anschlusssteifigkeit und des Fersenversatzes mit der in Abschnitt II-6.2.1 definierten Steifigkeit und der Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Versatzes nach Abschnitt II-9.

II-12.2.2 Referenzmodell M0

Für eine erleichterte Bearbeitung und zur besseren Vergleichbarkeit wird für den Verbindungsknoten ein Ausschnittmodell mit vereinfachten Lagerungsbedingungen aus dem räumlichen Globalmodell herausgelöst betrachtet.

Die Stuhlsäule wird als Gesamtbauteil modelliert und an den Anschlusspunkten zur Mittelpfette, zum Druckriegel und zum Bundtram gelagert. Die Strebe wird mit in etwa ihrer Länge über dem Zangenanschluss berücksichtigt und mit einer gesperrten Knotenverdrehung am geschnittenen Ende (Symmetrielager) versehen.

Es wird nur die Hängewerksebene betrachtet (2D-Modell).

Zur qualitativen Beurteilung des Ausschnittmodells gegenüber dem Globalmodell wird zunächst ein Referenzmodell (M0) mit den gleichen Modellierungsprinzipien wie im Globalmodell erstellt und im zweiten Schritt wird das Lamellenmodell mit den Ertüchtigungsmaßnahmen ergänzt.

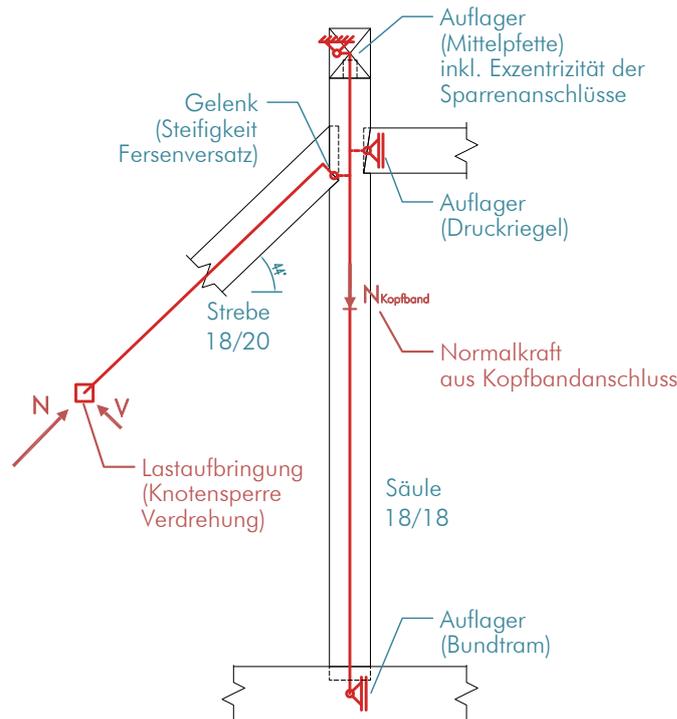


Abb. 169 Referenzmodell M0; die Modellierung des Strebenanschlusses entspricht der Modellierung im Globalmodell

Als Eingangsgrößen werden, wie schon in den Abschnitten zuvor, die Lasten aus der Lastfallkombination LK301 und der Achse 5 verwendet. Die Schnittgrößen beziehen sich auf das adaptierte Globalmodell mit dem implementierten Zugband über der Mittelpfette.

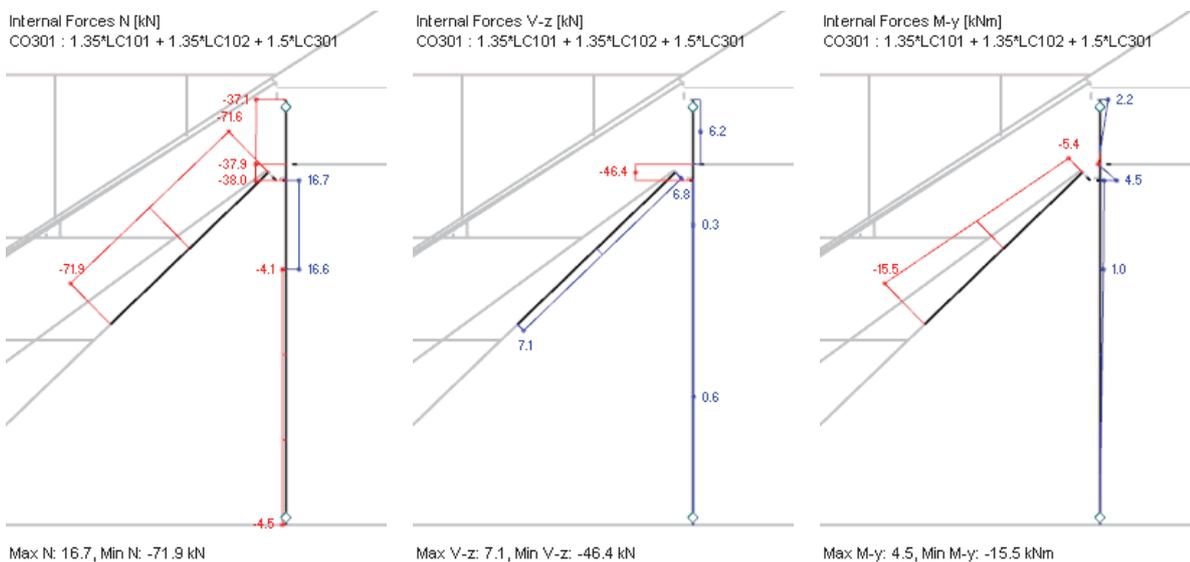


Abb. 170 Schnittgrößen des betrachteten Anschlusses (Strebe Straßenseite, Achse 5) im adaptierten Globalmodell für die LK301

| | | |
|-------------------------|---------|---|
| $N_{\text{Strebe}} =$ | 71,6 kN | ... Normalkraft der Strebe im Bereich des Anschlusses |
| $V_{\text{Strebe}} =$ | 6,8 kN | ... Querkraft der Strebe im Bereich des Anschlusses |
| $N_{\text{Kopfband}} =$ | 16,6 kN | ... Normalkraft der Säule über dem Kopfbandanschluss |

Die Lasten aus dem Globalmodell werden in das Ausschnittmodell übertragen (siehe Abb. 171).

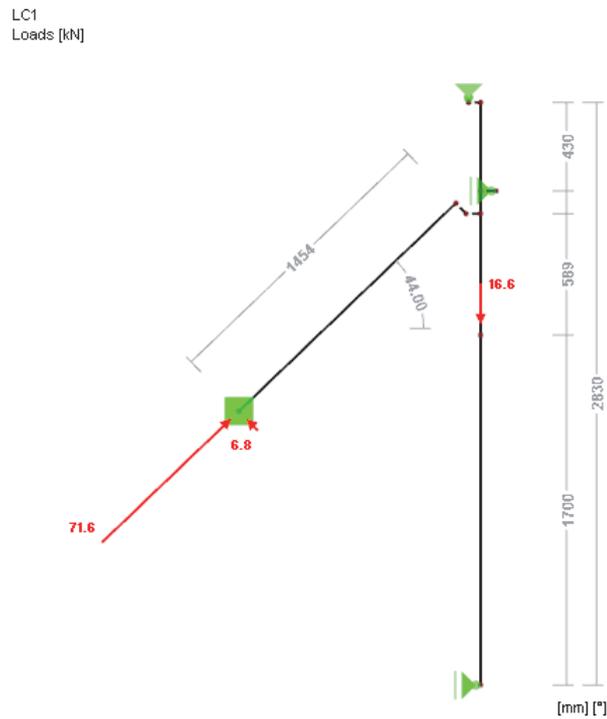


Abb. 171 Definition des Ausschnittmodells mit Belastung in RSTAB (Vergleichsmodell M0)

Die Schnittgrößenverläufe ergeben sich demzufolge:

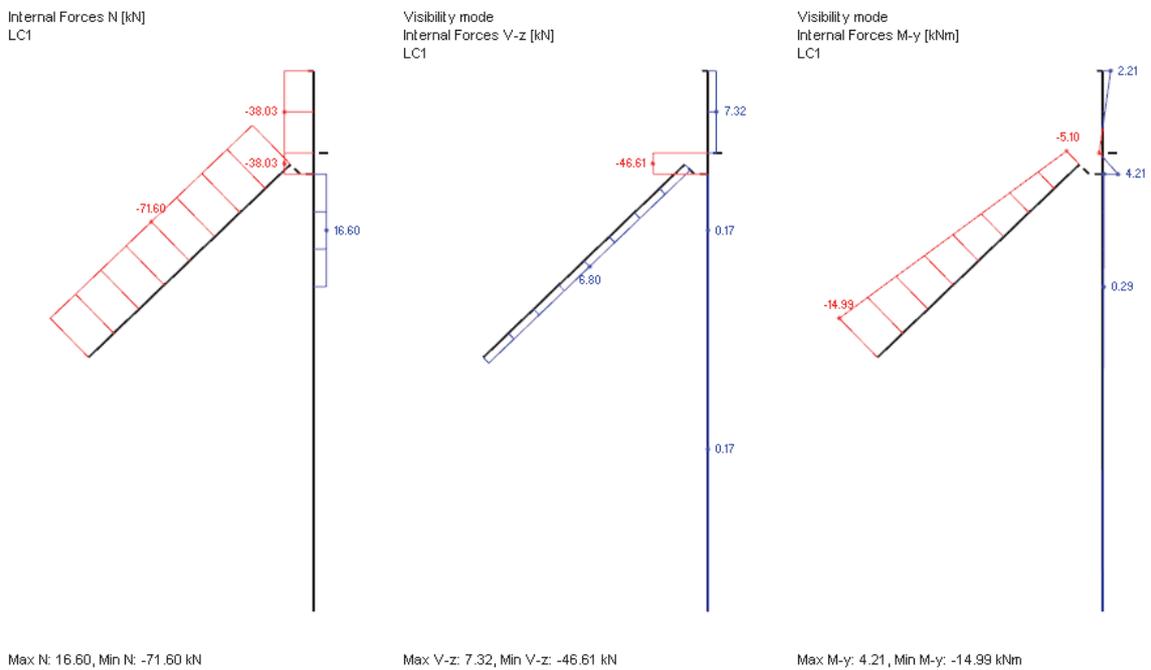


Abb. 172 Schnittgrößen des Ausschnittmodells M0 zufolge der Belastung mit den Lasten aus LK301 des Globalmodells

Im Vergleich mit den Schnittgrößen aus dem Globalmodell ist die Übereinstimmung deutlich gegeben. Abweichungen sind durch nicht berücksichtigte Anschlusssteifigkeiten im Ausschnittmodell an die angrenzenden Bauteile erklärbar, bzw. wird darüber hinaus im Ausschnittmodell das Eigengewicht vernachlässigt.

II-12.2.3 Lamellenmodell M1

Mit den validierten Lagerungsbedingungen aus dem Referenzmodell kann nun die Verbindungsmodellierung detailliert werden. Die Lamellenquerschnitte der Strebe werden dabei durch den Versagensmodus der Verbindung bestimmt.

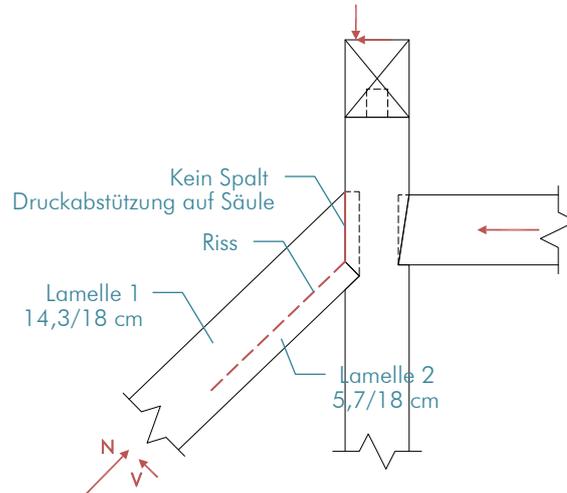


Abb. 173 Definition der Lamellenquerschnitte durch die beobachtbare Rissbildung am Fersenversatz; die Lamelle 1 stützt sich an der Säule ab, da in der Verbindung oft kein Spalt zu beobachten ist

Die beiden Lamellen werden auf einer Länge von ca. 500 mm mittels Koppelstäben im Abstand von 50 mm miteinander verbunden, welchen eine nichtlineare Federkennlinie aufgrund der Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften zugewiesen wird. Des Weiteren sind die Anschlusspunkte des Fersenversatzes und des Druckkontaktes wie in Abb. 174 modelliert.

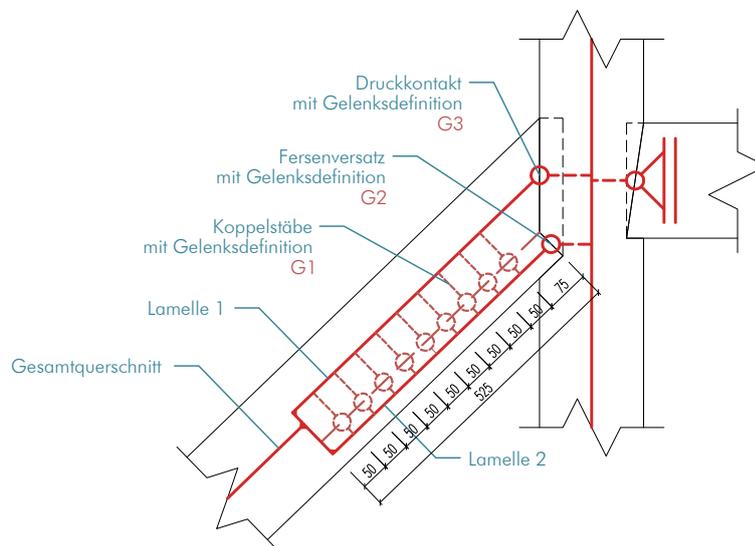


Abb. 174 Detailausschnitt Lamellenmodell

Die Gelenksdefinitionen G1, G2 und G3 werden näherungsweise nach Ingenieurmodellen in Abhängigkeit der Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften des Holzes hergeleitet. Die Festigkeitseigenschaften des Fersenversatzes werden im Modell basierend auf ihren Bemessungswerten berücksichtigt.

G1 berücksichtigt die Steifigkeit in Querrichtung sowie die maximale Querkzugfestigkeit für einen Koppelstabquerschnitt (50 mm x 180 mm) bzw. die Schubsteifigkeit und Schubfestigkeit in Längsrichtung.

| | | |
|--------------------------|-----------------------|--|
| $a =$ | 50 mm | ... Abstand der Koppelstäbe |
| $b =$ | 180 mm | ... Breite der Strebe |
| $A_{ef} = a \cdot b =$ | 9000 mm ² | ... Effektive Fläche für einen Koppelstab |
| $E_{90} = E_{90,mean} =$ | 370 N/mm ² | ... Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24) |
| $G = G_{mean} =$ | 690 N/mm ² | ... Mittelwert des Schubmoduls (C24) |
| $t_{ef} =$ | 100 mm | ... Abstand der Schwerachsen der beiden Lamellen |

Richtung quer zur Faser (Querzug):

| | | |
|--|-----------------------|---|
| $C_x = \frac{E_{90} \cdot A_{ef}}{t_{ef}} =$ | 33 300 N/mm | ... Steifigkeit eines Koppelstabes quer zur Faser |
| $f_{t,90,k} =$ | 0,4 N/mm ² | ... Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung |
| $F_{x,max} = f_{t,90,k} \cdot A_{ef} =$ | 3 600 N | ... maximal aufnehmbare Zugkraft quer zur Faser |
| $u_{Fx,max} = \frac{F_{x,max}}{C_x} =$ | 0,11 mm | ... Reißdehnung quer zur Faser |

Richtung längs zur Faser (Querzug):

| | | |
|---|-----------------------|---|
| $C_z = \frac{G \cdot A_{ef}}{t_{ef}} =$ | 60 300 N/mm | ... Steifigkeit eines Koppelstabes in Faserrichtung |
| $f_{v,k} =$ | 2,3 N/mm ² | ... Schubfestigkeit |
| $F_{z,max} = f_{v,k} \cdot A_{ef} =$ | 20 700 N | ... maximal aufnehmbare Schubkraft |
| $u_{Fv,max} = \frac{F_{z,max}}{C_z} =$ | 0,34 mm | ... Reißdehnung längs zur Faser |

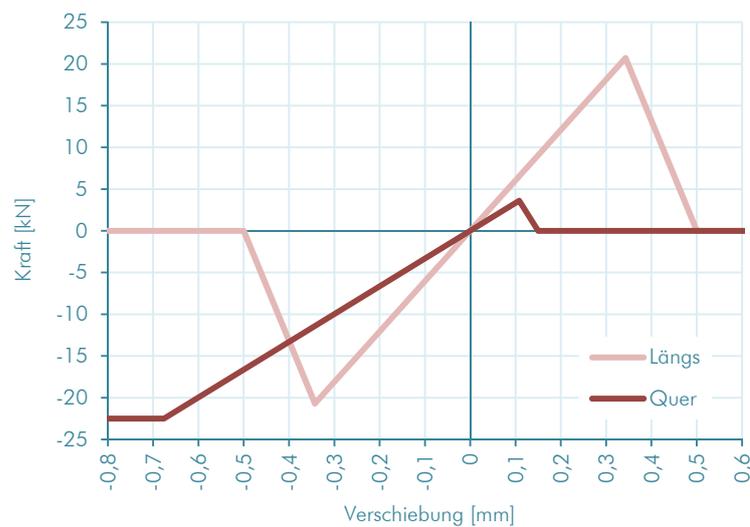


Abb. 175 Federkennlinien längs und quer zur Faser des Gelenks G1 für die Koppelstäbe der Lamellen

In Abb. 175 sind die Federkennlinien dargestellt. Nach Erreichen der maximalen Festigkeit kann das Gelenk noch einen gewissen Kraftanteil aufnehmen. Dies stellt einen Ansatz zur Nachbruchfestigkeit dar und dient auch der besseren Konvergenz der Berechnung im Stabwerksprogramm.

G2 berücksichtigt die Anschlusssteifigkeit und maximale Tragfähigkeit des Fersenversatzes.

Die Steifigkeit wurde bereits im Abschnitt II-6.2.1 und die Tragfähigkeit im Abschnitt II-9 ermittelt.

$C_{\parallel} = 66\,000 \text{ N/mm}$... Steifigkeit in Richtung der Strebe

$C_{\perp} = 115\,000 \text{ N/mm}$... Steifigkeit quer zur Strebe

Tragfähigkeit bezogen auf die Normalkraft in der Strebe.

$N_d = 30\,100 \text{ N}$... Tragfähigkeit auf Bemessungs-Niveau

$u_{Nd} = \frac{N_d}{C_{\parallel}} = 0,46 \text{ mm}$... Dehnung bei der Bemessungstragfähigkeit

$N_k = N_d \cdot \frac{Y_M}{k_{mod}} = N_d \cdot \frac{1,3}{0,9} = 43\,500 \text{ N}$... charakteristische Tragfähigkeit

$u_{Nk} = \frac{N_k}{C_{\parallel}} = 0,66 \text{ mm}$... Dehnung bei der Bemessungstragfähigkeit

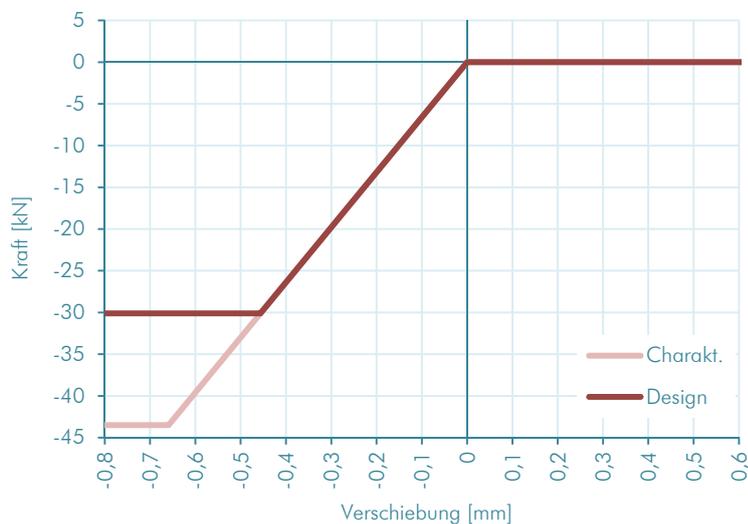


Abb. 176 Federkennlinien für den Fersenversatz bei Strebendruckkraft; bei Erreichen der Tragfähigkeit wird ein plastisches Verhalten der Verbindung angenommen (bilineare Kennlinie bei Druck schräg zur Faser)

In weiterer Folge wird für die Berechnung der Schraubenkraft und der Bemessung der Schrauben, das Design-Niveau des Fersenversatzes herangezogen.

G3 berücksichtigt die Steifigkeit quer zur Faser und einen eventuellen Schlupf, sowie die Reibungseffekte beim Druckkontakt an der Stuhlsäule.

Druckkontakt (abhängig von Pressung quer zur Faser an der Stuhlsäule):

$l_{ef} = \sim 200 \text{ mm}$... Länge der Druckfläche

$b_{ef} = b - b_{za} = 180 - 60 = 120 \text{ mm}$... effektive Breite der Druckfläche

$A_{ef} = l_{ef} \cdot b_{ef} = 24\,000 \text{ mm}^2$... effektive Druckfläche

$E_{90} = E_{90,mean} = 370 \text{ N/mm}^2$... Mittelwert des E-Moduls quer zur Faser (C24)

$t_{ef} = 180 \text{ mm}$... Höhe der Druckzone = Breite Stuhlsäule

$C_x = \frac{E_{90} \cdot A_{ef}}{t_{ef}} = 49\,300 \text{ N/mm}$... Steifigkeit des Druckkontaktes quer zur Faser

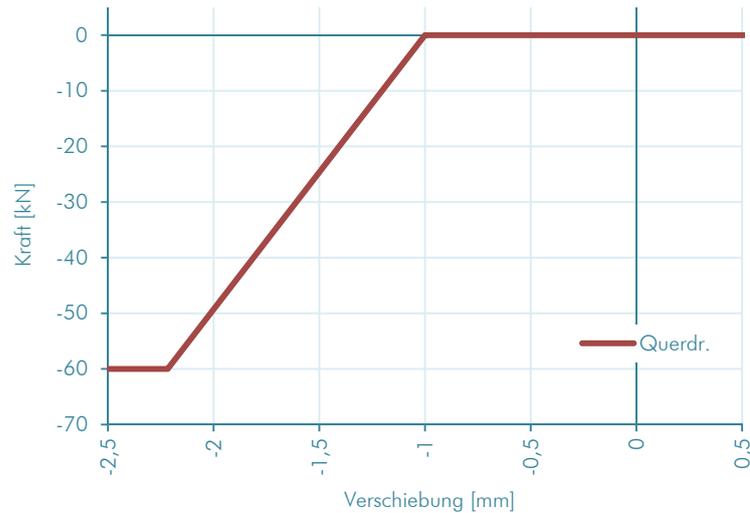


Abb. 177 Federkennlinie des Querdruckkontaktes an der Stuhlsäule; es wird ein Schlupf von 1 mm berücksichtigt, bevor der Kontakt wirksam wird

Reibung an der Druckfläche:

Als Reibungskoeffizient an der Druckfläche wird dem Ansatz nach MEISEL (vgl. [18] S.123) folgend ein Wert von $\mu_d = 0,18$ verwendet. Der Ansatz der Reibung ist im Besonderen zu rechtfertigen, da der Zapfen in dieser Betrachtung nicht berücksichtigt wird und davon ausgegangen werden kann, dass dieser im Tragwerk einen Teil der Tragwirkung übernimmt.

II-12.2.4 Implementierung der Verschraubung

Im nächsten Schritt wird die Verschraubung in das Modell implementiert. Es wird ein Zugstab mit den Anschlusssteifigkeiten der Holzschrauben modelliert. Die axiale Steifigkeit wird dabei mit dem K_{ser} -Wert angesetzt, der für die Ermittlung der Schraubkraft entgegen dem EUROCODE 5 (vgl. [45], Abs. 2.2.2) nicht für die Nachweise der Tragfähigkeit abgemindert wird ($K_u = 2/3 \cdot K_{ser}$), da für die lokale Lasteinleitung in die Schraube die steifere Verbindung ungünstiger ist und mehr Last zieht.

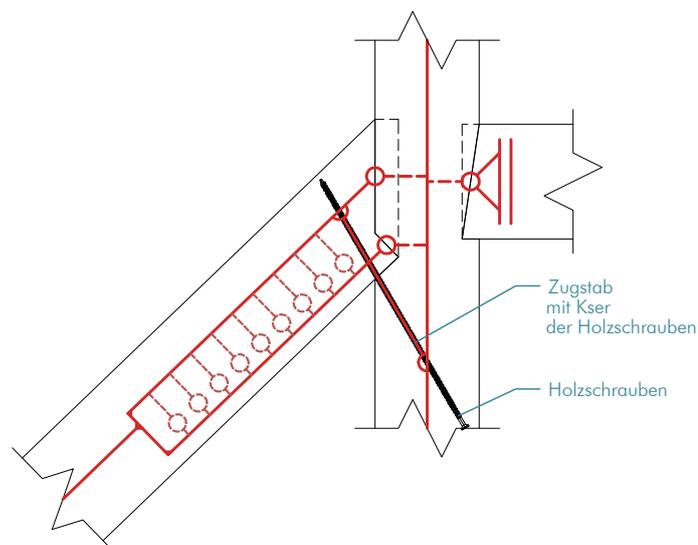


Abb. 178 Implementierung der Holzschrauben im Modell M1

Beispielhaft sollen 4 Stk. Holzbauschrauben der Fa. WÜRTH nach ETA 11/0190 [49] eingesetzt werden, die in die Säule unter einem Winkel von 30° zur Faser eingeschraubt werden. Die Schrauben sind Vollgewindeschrauben mit einem versenkbaren Zylinderkopf und einem Gewindeaußendurchmesser von $d = 10$ mm.

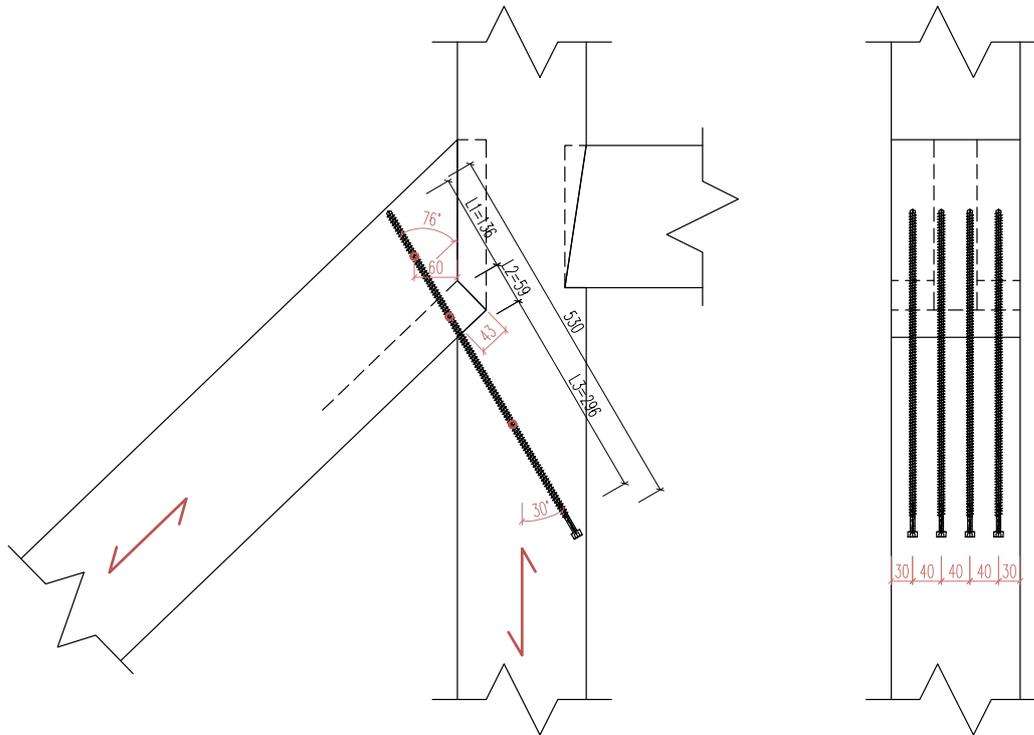


Abb. 179 Schraubengeometrie der Ertüchtigungsmaßnahme mit 4 Stk. Holzbauschrauben

Ermittlung der axialen Steifigkeit der Schraubenverbindung

| | | |
|---|--------------------|--|
| $K_{ser,ax} = 780 \cdot d^{0,2} \cdot l_{ef}^{0,4} =$ | ~ 8800 mm | ... Axiale Steifigkeit nach ETA 11/0190 (vgl. [49] Abs. A.1.3) |
| $d =$ | 10 mm | ... Schraubendurchmesser |
| $l_{ef} = L_1 \text{ oder } L_2 \text{ oder } L_3 =$ | 135mm; 59mm; 295mm | ... Effektive Längen des Gewindeteils |
| $K_{ser,1} = 780 \cdot 10^{0,2} \cdot 135^{0,4} =$ | ~ 8800 N/mm | ... Axiale Steifigkeit für die Lamelle 1 |
| $K_{ser,2} = 780 \cdot 10^{0,2} \cdot 59^{0,4} =$ | ~ 6300 N/mm | ... Axiale Steifigkeit für die Lamelle 2 |
| $K_{ser,3} = 780 \cdot 10^{0,2} \cdot 295^{0,4} =$ | ~ 12000 N/mm | ... Axiale Steifigkeit für die Stuhlsäule |

Die Steifigkeiten beziehen sich jeweils auf ein Schnittufer und eine Schraube. Diese müssen noch mit der Schraubenanzahl ($n = 4$) multipliziert werden.

Ergebnisse der statischen Berechnungen

Aus den Ergebnissen der Berechnung können die Schraubenkräfte ausgelesen werden.

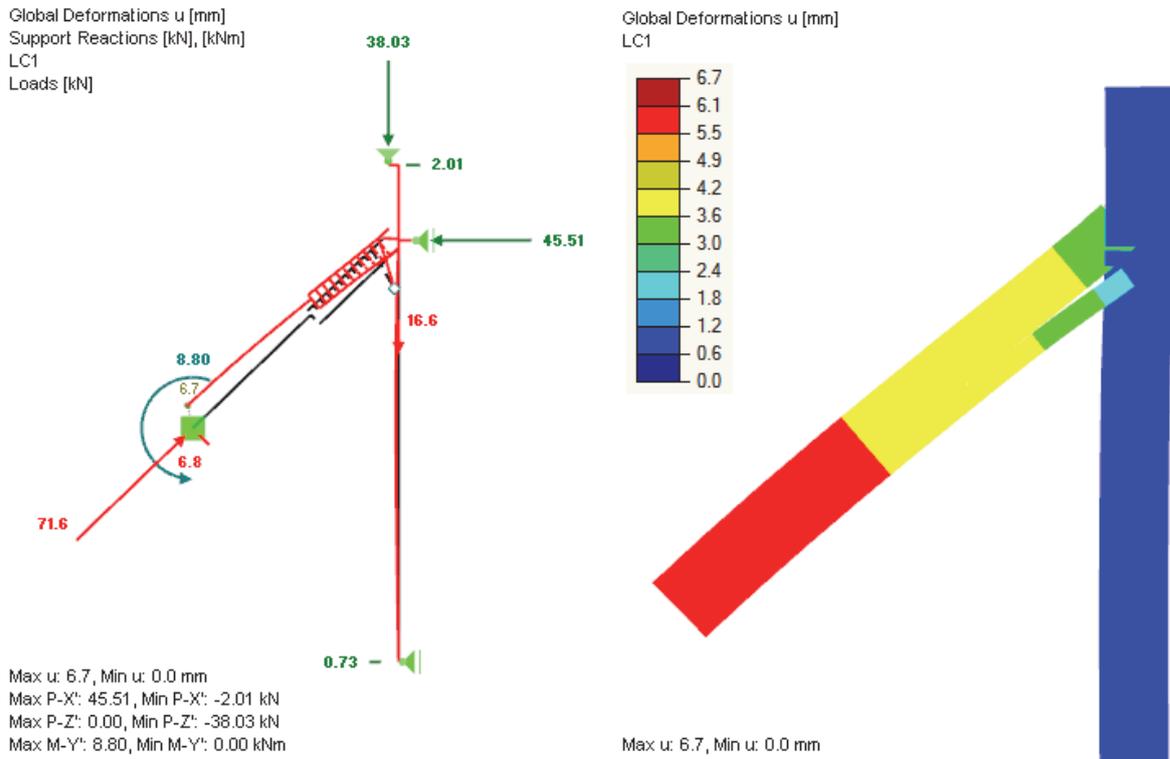


Abb. 180 Verformungen des Anschlusses und Auflagerkräfte am gesamten Modell und im Detail dargestellt

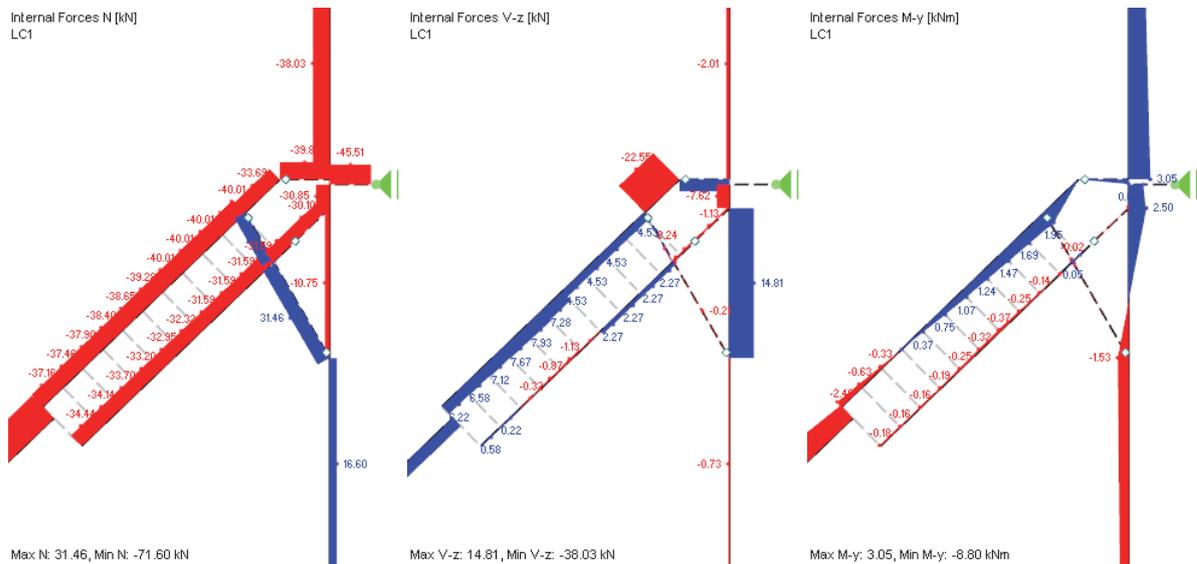


Abb. 181 Schnittgrößen im Anschlussbereich der Verbindung
Links: Normalkräfte; Mitte: Querkräfte; Rechts: Momente

Nachweis der Schraubverbindung

Der Nachweis der Schraubenverbindung kann mit den vorliegenden Ergebnissen der statischen Berechnung nach den Vorschriften der Schraubenzulassung ETA 11/0190 [49] geführt werden.

Einwirkung:

$$F_{ax,Ed} = 31,5 \text{ kN} \quad \dots \text{ Axiale Belastung}$$

Parameter der Verbindung:

$$l_{ef} = 135 \text{ mm} \quad \dots \text{ effektive Länge des Gewindeteils}$$

$$\alpha = 76^\circ \quad \dots \text{ Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung}$$

$$d = 10 \text{ mm} \quad \dots \text{ Außendurchmesser des Gewindes}$$

$$n = 4 \quad \dots \text{ Anzahl der Schrauben}$$

$$n_{ef} = \max\{n^{0,9}; 0,9 \cdot n\} = 3,60 \quad \dots \text{ wirksame Anzahl der Schrauben nach [49]}$$

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3 \quad \dots \text{ Rohdichte C24}$$

Festigkeitsparameter der Schrauben:

$$f_{ax,k,90^\circ} = 10,0 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ charakteristische Ausziehfestigkeit nach [49]}$$

$$k_{ax} = 1,0 \quad \dots \text{ Beiwert für Winkel nach [49]}$$

Widerstand der Holzschraubenverbindung:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax,k,90^\circ} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8} = 48\,600 \text{ N} \quad \dots \text{ charakteristischer Auszieh Widerstand unter Winkel } \alpha$$

$$F_{ax,\alpha,Rd} = \frac{F_{ax,\alpha,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 33\,650 \text{ N} \quad \dots \text{ Bemessungswert des Auszieh Widerstandes}$$

Nachweis:

$$\eta = \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,\alpha,Rd}} = 0,94 < 1,0 \quad \dots \text{ Nachweis des Gewindeauszuges}$$

Der Nachweis gegen das Ausziehen des kürzesten Gewindeteils ist mit der gewählten Schraubenkonfiguration und den angenommenen Verbindungsparametern im statischen Modell mit 94% erfüllt. Der Zugnachweis des Stahlquerschnittes wird für diese Verbindung nicht maßgebend.

Nachweise der Holzlamellen

Die Nachweise der einzelnen Holzlamellen werden mit dem Bemessungstool RS-HOLZ PRO [63] geführt. Die maximale Ausnutzung liegt hier bei rund 83% für den maßgebenden Nachweis (Schubspannung).

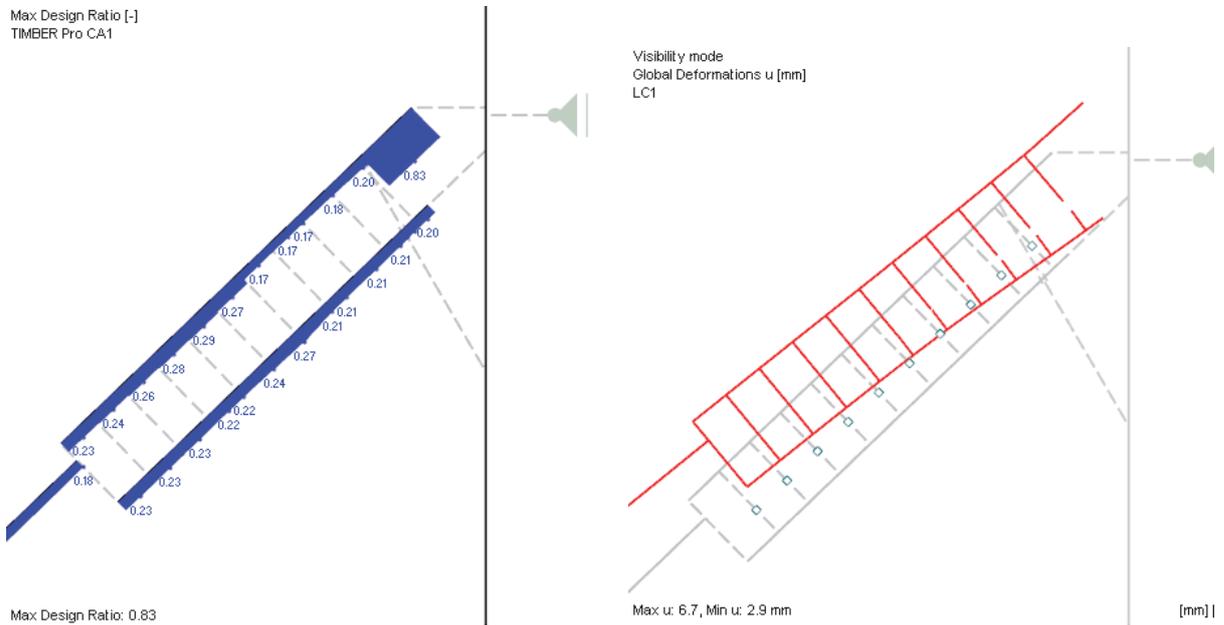


Abb. 182 Links: Ausnutzungsgrade der Holzlamellen beim ertüchtigten Anschluss nach RSTAB-Zusatzmodul RS-HOLZ PRO [63]
Rechts: Verformungsbild der Strebenlamellen mit erkennbarer Aufspaltung im Anschlussbereich; 20-fach erhöht dargestellt

II-12.2.5 Zusammenfassung

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass bei den angesetzten Steifigkeitseigenschaften der Schraube bzw. der Druckflächen des Versatzes, der Fersenversatz bis zu seiner Tragfähigkeit beansprucht wird. Durch den bilinearen Ansatz an der Versatzfläche kommt es zu vergrößerten Einpressungen, die Verbindung versagt hier jedoch nicht im eigentlichen Sinn. Die Aufspaltung der Strebe kann in Kauf genommen werden, da die zwei einzelnen Holzlamellen als "Einzelquerschnitte" die Lasten aufnehmen können (siehe Abb. 182). Des Weiteren kann hier angemerkt werden, dass dieser Riss im Querschnitt auch im realen Bauwerk sichtbar ist.

Ein erheblicher Einfluss kommt auch dem Ansatz der Reibung zu, wie in Abb. 183 dargestellt ist. Dadurch wird die Schraubenkraft zusätzlich verringert. Weiters könnte durch eine zusätzliche Berücksichtigung der Stirnfläche des Zapfens als lastabtragendes Element der Berechnungsansatz noch weiter optimiert werden.

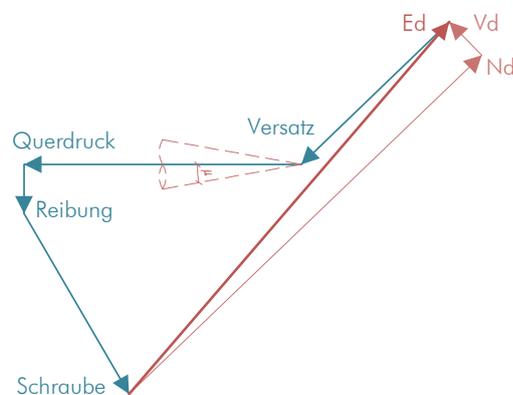


Abb. 183 Kräfteverlauf des mit Holzschrauben ertüchtigten Strebenanschlusses

TEIL III

RESÜMEE

Durch die demografische Entwicklung und das Bevölkerungswachstum, das sich in einem Anstieg der Einwohnerzahlen in den österreichischen Ballungszentren äußert, steigt der Bedarf an innerstädtischem (Wohn-) Nutzflächen an. Diese Nutzflächen werden seit geraumer Zeit auch in den Dachgeschoßen der bestehenden Bebauung geschaffen. Beginnend mit der Gründerzeit erfährt das Thema des Dachausbaus in den letzten Jahrzehnten wieder einen Aufschwung. Auch aus den Stadtentwicklungskonzepten geht hervor, dass der Dachausbau weiterhin als probates Mittel der Nachverdichtung angesehen wird.

Mit den Vorgaben aus dem Denkmalschutz und dem Altstadtschutz sind Eingriffe in kulturhistorisch schützenswerten Bestand, wie er in Graz durch die Zonen des UNESCO-Weltkulturerbe und durch das Grazer Altstadterhaltungsgesetz (GAEG) definiert ist, besonderen Randbedingungen unterworfen. Dementsprechend komplex präsentiert sich auch für die Planungsbeteiligten die Ausgangslage. Abseits von den grundsätzlichen technischen Themen, wie z.B. der Bauphysik des Dachausbaus, werden die Projekte maßgeblich von den formalen Anforderungen der genannten Behörden bestimmt. Umso wichtiger erscheint hier eine enge Abstimmung der Bauwerber mit der Behörde. Auch aus diesem Grund spielt die Vorprojektphase eine bedeutende Rolle für ein gutes Gelingen der Ausbauprojekte. Die Projektinitiatoren müssen dafür Sorge tragen, dass die Projektentwicklung und die Grundlagenermittlung bereits im Vorfeld der Planungsphase erfolgt.

Aus Sicht der Tragwerksplanung fällt die Analyse des Bestandes in die Vorprojektphase. Zur Bestandserfassung und Beurteilung von historischen Dachwerken sind im Rahmen der wissenschaftlichen Forschung an der TU Graz in den letzten Jahren einige Werkzeuge entwickelt worden, die im Zuge der Grundlagenermittlung für Dachausbauprojekte herangezogen werden können. Dies umfasst unter anderem eine Methodik zur Zustandsbeurteilung, die auf Basis von historischen Dachwerken im Raum Graz entwickelt wurde (vgl. [18]; [32]). Diese kann für die beauftragten Planungsbüros ein wichtiger Leitfaden sein.

Über die Phase der Grundlagenermittlung hinaus ist bei Dachausbauprojekten ein geordneter Planungsablauf und die Kommunikation zwischen den Planungsbeteiligten wichtig, da durch die vorhandene Bausubstanz und die äußeren Rahmenbedingungen oft nicht auf Standardlösungen zurückgegriffen werden kann. Als Instrument dafür bieten sich Leistungskataloge an, die die vereinbarten Tätigkeiten der Planungsbeteiligten beschreiben und auch auf die Besonderheiten Rücksicht nehmen, die bei Bauaufgaben in historischen Dachwerken auftreten. Ein solches Leistungsmodell, in welchem die Tätigkeiten der Tragwerksplanung in den verschiedenen Leistungsphasen dargestellt wurden und besondere Punkte in Bezug auf die historischen Dachwerke benannt wurden, wurde in der Masterarbeit vorgestellt.

Anhand eines Beispielprojektes konnte eine Vorgehensweise für die Grundlagenermittlung in der Vorprojektphase gezeigt werden. Es wurde für das Dachwerk der Seitentrakte der "Alten Technik" der TU Graz eine Bestandserfassung, eine Zustandsbeurteilung und eine statische Analyse des unausgebauten Dachwerks durchgeführt. In diesem Zuge wurden die betrachteten Bereiche in ihrem Zustand vor dem mittlerweile erfolgten Dachausbau umfassend dokumentiert.

Ein statisches Berechnungsmodell des Bestandstragwerks, das auch die räumlichen Effekte und die Nachgiebigkeiten der Holzverbindungen berücksichtigt, ist dafür als Stand der Wissenschaft anzusehen und mit gängigen Berechnungsprogrammen auch in der Umsetzung möglich. Das Tragverhalten der bestehenden Konstruktion konnte damit gut nachvollzogen werden und die maßgebenden Bauteile und Knotenverbindungen im Tragwerk aufgezeigt werden.

So konnten im Fall der "Alten Technik" in Bezug auf die Standsicherheit einzelne Bauteile und Anschlusspunkte nicht nach den aktuell gültigen Normen nachgewiesen werden. Dennoch war die Überschreitung der Bauteilnachweise in einem Bereich, der durch das Sicherheitskonzept bzw. Modellunsicherheiten erklärt werden kann. Auch bei den Knotenverbindungen wurde die Tragfähigkeit nach dem Berechnungsmodell an einigen Punkten überschritten. Hier gelten wiederum die vorher genannten Erklärungsmöglichkeiten. Beim deutlich überschrittenen Nachweis der Strebenanschlüsse ist auch in der Realsituation die Schädigung erkennbar. In diesem Fall ist die Tragfähigkeit der Verbindung durch den Zapfen erklärbar, der mittig zwischen dem Fersenversatz ausgebildet ist und dessen Stirnfläche bei Versagen des Versatzes an das Zapfenloch drückt, wodurch eine zusätzliche Tragreserve aktiviert wird.

Für die praktische Bearbeitung bei Dachausbauprojekten ist die Erstellung eines umfangreichen Berechnungsmodells jedenfalls zu empfehlen. Grund dafür sind die oft recht komplizierten und statisch unbestimmten statischen Systeme mit mehreren Lastabtragungsmechanismen. Als Beispiel kann das untersuchte Dachwerk herangezogen werden: Selbst bei diesem typischen spätgründerzeitlichen Pfettendach mit zweifachem Hängewerk sind die Besonderheiten teilweise erst nach der statischen Analyse bekannt. So ist das "Hängewerk" durch das zusätzliche Auflager des Bundtrams an der Mittelwand grundsätzlich asymmetrisch belastet und die Steifigkeitsverhältnisse in den Verbindungen und an den Auflagern spielen in Bezug auf den Anteil an sparren- oder pfettendachartigem Lastabtragungsmechanismus eine große Rolle.

Im Unterschied zum ursprünglichen Tragwerk, für das der Bestandsschutz gilt, müssen für Umnutzungen die erforderlichen Standsicherheitsnachweise nach den aktuell gültigen Regelungen erfüllt werden. In der Masterarbeit wurde im Anschluss an die Dokumentation des Dachwerks qualitativ die Auswirkung des Dachausbaus untersucht.

Durch die Lasterhöhung und um den aktuell anerkannten Regeln der Technik zu entsprechen, müssen häufig Veränderungen in den alten Tragsystemen vorgenommen werden. Es wurde eine mögliche Adaptierung des Tragsystems gezeigt, mit der die Standsicherheit rechnerisch nachgewiesen werden kann. Durch die Einführung eines Zugbandes konnte die Ausnutzung der Bauteilnachweise in den Hängewerken des Dachwerks auch für die Dachausbausituation gesenkt werden, ohne dass zusätzliche Verstärkungen der Bauteile notwendig wurden bzw. nur punktuell an bestimmten Stellen im Tragwerk eingebaut werden müssen, die durch die statische Analyse ermittelt wurden. Beispielhaft wurde auch ein Lösungsvorschlag für eine Knotenertüchtigung der Strebenanschlüsse mittels selbstbohrender Holzbauschrauben aufgezeigt.

Durch die genaue Kenntnis des Tragsystems des Bestandstragwerks können gezieltere Maßnahmen zur Ertüchtigung getroffen werden, was im Sinne der Bestandsschonung zu befürworten ist. Das rechtfertigt auch die relativ aufwendige statische Modellierung der historischen Tragwerke, im Besonderen naturgemäß bei noch komplizierteren, ausgeprägt räumlich wirkenden Systemen. Damit einher geht für die Tragwerksplaner aber auch ein Mehraufwand bei der prüffähigen Dokumentation der statischen Berechnungen. Durch die gezeigte Vorgehensweise mit der Zuhilfenahme von Bemessungsprogrammen der Berechnungssoftware können die maßgebenden Stellen und Lastfälle im Tragwerk ermittelt werden und mit diesen Informationen die weiterführenden Nettoquerschnitts- und Anschlussnachweise gezielt geführt werden. Dadurch werden die "händisch" zu bearbeitenden Punkte aus der anfangs großen Anzahl der Bauteile herausgefiltert und reduziert.

Die dargestellten Rahmenbedingungen und die im Beispielprojekt durchgeführten Schritte bei der statischen Bearbeitung eines historischen Dachwerks im Kontext eines Dachausbauprojektes haben die Komplexität der Bauaufgabe "Dachausbau" bestätigt. Im Sinn eines qualitativ hochwertigen und nachhaltigen Ergebnisses ist eine enge Zusammenarbeit und eine geordnete Struktur mit allen Projekt- und Planungsbeteiligten notwendig, um die vielen Aspekte aus der Nutzeranforderung, der Architektur, der Bauphysik, der Gebäudetechnik und aller weiteren Felder zu berücksichtigen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] BIELEFELD, Bert; WIRTHS, Mathias (2010): Entwicklung und Durchführung von Bauprojekten im Bestand. Analyse, Planung, Ausführung. 1. Auflage. Wiesbaden: Vieweg + Teubner.
- [2] BUNDESINSTITUT FÜR BAU-, STADT- UND RAUMFORSCHUNG (BBSR) IM BUNDESAMT FÜR BAUWESEN UND RAUMORDNUNG (BBR) (2016): Potenziale und Rahmenbedingungen von Dachaufstockungen und Dachausbauten. Bonn (BBSR-Online Publikation, 08/2016). Online verfügbar unter http://www.bbr.bund.de/BBSR/DE/Veroeffentlichungen/BBSROnline/2016/bbsr-online-08-2016-dl.pdf?__blob=publicationFile&v=3, zuletzt geprüft am 12.07.2017.
- [3] CELEDIN, Gertrude (2007): Über die Wirksamkeit gesetzlichen Altstadtsschutzes am Beispiel Graz. In: EBERLEIN, Johann K. (Hg.): Erbschaft Altstadt. Fassade und Dach in der Kulturhauptstadt Graz - Restaurierung, Denkmalpflege und Kunstgeschichte. Akten des Internationalen Kongresses des Instituts für Kunstgeschichte der Karl-Franzens-Universität Graz zum Programm von "Kulturhauptstadt Graz 2003" am 14. - 16.11.2003. Wien, Berlin, Münster: Lit (Grazer Edition, Bd. 3), S. 103–106.
- [4] DIMITRIOU, Sokratis (1979): Stadterweiterung von Graz. Gründerzeit [1850-1914]. Graz, Wien: Leykam.
- [5] GANGOLY, Hans et al. (2013): Dense Cities. Graz: Verlag der Technischen Universität.
- [6] HARRAUER, Johannes Peter (2017): Bestandserfassung und -analyse hölzerner Dachkonstruktionen am Beispiel der Hauptkuppel der "Alten Technik" der TU Graz. Masterarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie.
- [7] HIMPELE, Klemens (Hg.) (2014): Wien wächst. Bevölkerungsentwicklung in Wien und den 23 Gemeinde- und 250 Zählbezirken. Wien: Magistrat der Stadt Wien, MA 23, Wirtschaft, Arbeit und Statistik (Statistik-Journal Wien, 1/2014).
- [8] HOLZER, Stefan M. (2013-2015): Statische Beurteilung historischer Tragwerke. 1. Auflage. Berlin, Germany: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.
- [9] KOCH, Heiko (2011): Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten historischer Holztragwerke. Der abgestirnte Zapfen. Kassel: Kassel University Press.
- [10] LANDTAG STEIERMARK: Grazer Altstadterhaltungsgesetz. GAEG 2008, vom 22.11.2016. Fundstelle: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000162>.
- [11] LANDTAG STEIERMARK: Steiermärkisches Baugesetz. Stmk. BauG 1995, vom 22.09.2016. Fundstelle: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000070>.
- [12] LECHNER, Hans (2014): Leistungsmodell Tragwerksplanung [LM.TW]. In: LECHNER, Hans (Hg.): LM.VM.2014. Ein Vorschlag für Leistungsmodelle + Vergütungsmodelle für Planerleistungen. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz.
- [13] LECHNER, Hans (Hg.) (2014): LM.VM.2014. Ein Vorschlag für Leistungsmodelle + Vergütungsmodelle für Planerleistungen. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz.
- [14] LECHNER, Hans (2014): Leistungsmodell Projektsteuerung [LM.PS]. In: LECHNER, Hans (Hg.): LM.VM.2014. Ein Vorschlag für Leistungsmodelle + Vergütungsmodelle für Planerleistungen. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz.

- [15] LECHNER, Hans; STIFTER, Daniela (2012): Fachbücher Planung und Bau - Planen und Bauen im Bestand [PBiB]. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz.
- [16] LIßNER, Karin; RUG, Wolfgang (2000): Holzbausanierung. Grundlagen und Praxis der sicheren Ausführung; mit 65 Tabellen. Berlin: Springer.
- [17] MEISEL, Andreas (2009): Historische Dachstühle. Tragsysteme, Bestandserfassung, statische Analyse und Sanierung mit flächenhaften Holzwerkstoffen. Diplomarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie.
- [18] MEISEL, Andreas (2015): Historische Dachwerke. Beurteilung, realitätsnahe statische Analyse und Instandsetzung. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz.
- [19] ORTNER, Jérôme (2014): Instandsetzungshandbuch für historische Dachwerke und deren Verbindungen. Masterarbeit, Technische Universität Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie. Online verfügbar unter http://www.holzbauforschung.at/fileadmin/user_upload/Intranet/NonK/MA_Ortner_2014.pdf, zuletzt geprüft am 25.08.2016.
- [20] PIRSTINGER, Ida (2014): Gründerzeitstadt 2.1. Die Nachverdichtung von Gründerzeitquartieren; ein Modell zur inneren Stadterweiterung. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz.
- [21] REISMANN, Bernhard A. (2013): 125 Jahre Alte Technik. 1888 bis 2013. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz.
- [22] RESCH, Wiltraud; STREMPFL-LEDL, Gertraud (2015): Zur Problematik von Dachgeschossausbauten. In: SZYSZKOWITZ, Michael (Hg.): Grazer Altstadt Dachausbau. neue Ausg. Graz: Leykam, S. 12–21.
- [23] RUG, Wolfgang; MÖNCK, Willi (2015): Holzbau. Bemessung und Konstruktion. 16., vollst. überarb. Auflage. Berlin: Beuth.
- [24] STADT GRAZ, Präsidiabteilung (2015): Bevölkerungsprognose 2015-2034 für die Landeshauptstadt Graz. Online verfügbar unter http://www1.graz.at/Statistik/bevolkerung/Bevolkerungsprognose_2015_2034.pdf, zuletzt geprüft am 28.12.2017.
- [25] STADT GRAZ, Präsidiabteilung (2012): Bevölkerungsprognose für die Landeshauptstadt Graz 2012 - 2031. Online verfügbar unter http://www1.graz.at/Statistik/bev%C3%B6lkerung/Bev%C3%B6lkerungsprognose_2011_2031.pdf, zuletzt geprüft am 28.12.2017.
- [26] STADT GRAZ, Stadtbaudirektion (2012): Architekturwettbewerbe nach dem Grazer Modell. Graz. Online verfügbar unter http://www.stadtentwicklung.graz.at/cms/dokumente/10166595_2858079/16c8f441/wettbewerbe_grazer%20modell_2012.pdf, zuletzt geprüft am 11.07.2017.
- [27] STADT GRAZ, Stadtplanungsamt: 4.0 STEK. Vertiefende Betrachtungen. Unter Mitarbeit von ROGL, J., BENEDIKT, E. Maria, INNINGER, B. et al. Online verfügbar unter http://www.graz.at/cms/dokumente/10223486_5418982/857bcc27/131128_Vertiefend.pdf, zuletzt geprüft am 07.11.2016.
- [28] STADT GRAZ, Stadtbaudirektion (2013): UNESCO Weltkulturerbe Graz - Managementplan. Unter Mitarbeit von WERLE, B., FREITAG, D., PROBST, C. et al. Graz. Online verfügbar unter https://www.graz.at/cms/dokumente/10135889_8033447/0de1e53e/WKE_mp_pro_ansicht.pdf, zuletzt geprüft am 04.01.2018.
- [29] STADT WIEN, Stadtentwicklung Wien, Magistratsabteilung 18 (2014): STEP 2025 - Stadtentwicklungsplan Wien. Wien. Online verfügbar unter <https://www.wien.gv.at/stadtentwicklung/studien/pdf/b008379a.pdf>, zuletzt geprüft am 07.11.2016.

- [30] STAHR, Michael; HINZ, Dietrich (2011): Sanierung und Ausbau von Dächern. Grundlagen - Werkstoffe - Ausführung. Wiesbaden: Vieweg + Teubner.
- [31] TECHNISCHE UNIVERSITÄT GRAZ, Institut für Holzbau und Holztechnologie (2014): Holz-Holz-Verbindungen. Mechanisches Verhalten von Holz-Holz-Verbindungen in historischen und modernen Holztragwerken. Forschungsbericht. Unter Mitarbeit von WALLNER, B., ORTNER, J., SILLY, G. et al. Graz.
- [32] TECHNISCHE UNIVERSITÄT GRAZ, Institut für Holzbau und Holztechnologie (2011): D(N)achhaltigkeit Graz. Konzepte zur Bestands- und Zustandserfassung historischer Dachtragwerke der Grazer Altstadt (UNESCO WKE) im Hinblick auf deren Instandhaltung, Umnutzung und effizienten Umgang mit Energie. Forschungsbericht. Unter Mitarbeit von MEISEL, A., SILLY, G., SCHICKHOFER, G. et al. Graz.
- [33] TEMEL, Robert (2004): Dachausbauten in der Stadtlandschaft. Ein Vergleich der Situation in Wien, Berlin, Prag, Budapest und München. Wien: Stadtentwicklung Wien, Magistratsabt. 18.
- [34] ÖNORM EN 338, 2016-06: Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen.
- [35] ÖNORM EN 1912, 2013-10: Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen - Zuordnung von visuellen Sortierklassen und Holzarten.
- [36] ÖNORM EN 1990, 2013-03: Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [37] ÖNORM B 1991-1-1, 2017-02: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen.
- [38] ÖNORM EN 1991-1-1, 2011-09: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau.
- [39] ÖNORM B 1991-1-3, 2013-09: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen.
- [40] ÖNORM EN 1991-1-3, 2016-01: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten.
- [41] ÖNORM B 1991-1-4, 2013-05: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen.
- [42] ÖNORM EN 1991-1-4, 2011-05: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten.
- [43] ÖNORM EN 1993-1-1, 2014-10: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [44] ÖNORM B 1995-1-1, 2015-06: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau: Nationale Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1995-1-1 - nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen.
- [45] ÖNORM EN 1995-1-1, 2015-06: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.
- [46] ÖNORM B 1998-1, 2017-07: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen.

- [47] ÖNORM EN 1998-1, 2013-06: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.
- [48] ONR 24009, 2013-05: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten.
- [49] ETA 11/0190, 2013-06: Europäische Technische Zulassung ETA-11/0190, Selbstbohrende Schrauben als Holzverbindungsmittel.
- [50] DIN 4074-1, 2012-06: Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit – Teil 1: Nadelschnittholz.
- [51] OIB-RL 1, März 2015: OIB-Richtlinie 1 - Mechanische Festigkeit und Standsicherheit.
- [52] OIB-RL 1 - Erläuternde Bemerkungen, März 2015: Erläuternde Bemerkungen zu OIB-Richtlinie 1 „Mechanische Festigkeit und Standsicherheit“.
- [53] OIB-RL 1 - Leitfaden, März 2015: Leitfaden - Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken.
- [54] BUNDESDENKMALAMT: Geschichte der Denkmalpflege in Österreich. Online verfügbar unter <https://bda.gv.at/de/ueber-uns/geschichte-der-denkmalpflege-in-oesterreich/>, zuletzt geprüft am 08.01.2018.
- [55] DATAHOLZ.EU (Hg.), Holzforschung Austria: geneigtes Dach - Holzrahmen/Holztafel, hinterlüftet/belüftet, mit Installationsebene, auf Lattung, andere Oberfläche, Holzforschung Austria. Online verfügbar unter https://www.dataholz.eu/bauteile/daecher/variante/kz/sdrhzi02b/nr/0/con/nuDataholz/act/bauteilVarianteDatenblatt/doc.pdf?tx_nudataholz_nudataholz%5Blang%5D=de&cHash=33495d47ec8118581b7598aa3a66cd90, zuletzt geprüft am 22.12.2017.
- [56] DATAHOLZ.EU (Hg.), Holzforschung Austria: geneigtes Dach - Sichtsparren, hinterlüftet/belüftet, -, ohne, Holz sichtbar, Holzforschung Austria. Online verfügbar unter https://www.dataholz.eu/bauteile/daecher/variante/kz/sdshzx01/nr/0/con/nuDataholz/act/bauteilVarianteDatenblatt/doc.pdf?tx_nudataholz_nudataholz%5Blang%5D=de&cHash=a7ebdfade5ba4f95ab64c7351d4afac6, zuletzt geprüft am 22.12.2017.
- [57] LAND STEIERMARK (2018): Ortsbildschutz. gewachsene Ensembles bewahren. Online verfügbar unter <http://www.raumplanung.steiermark.at/cms/beitrag/10895193/28497252/>, zuletzt geprüft am 08.01.2018.
- [58] LAND STEIERMARK (2016): Altstadterhaltung Graz. Online verfügbar unter <http://www.kultur.steiermark.at/cms/beitrag/12464425/129383618>, zuletzt geprüft am 16.11.2016.
- [59] LAND STEIERMARK (2016): Ortsbildschutz. Online verfügbar unter <http://www.verwaltung.steiermark.at/cms/ziel/74835153/DE/>, zuletzt geprüft am 16.11.2016.
- [60] LECHNER, Hans: Zeitstrukturmodell PPH/LPH A+TW+TA (LM.VM). Online verfügbar unter http://www.pmttools.eu/download/seminar/PPH_LPH_A+TW+TA_LM+VM_Ö.pdf, zuletzt geprüft am 20.12.2017.
- [61] STATISTIK AUSTRIA (2016): Bevölkerungsprognosen. Online verfügbar unter https://www.statistik.at/web_de/statistiken/menschen_und_gesellschaft/bevoelkerung/demographische_prognosen/bevoelkerungsprognosen/index.html, zuletzt geprüft am 25.11.2016.
- [62] ZOIDL, Franziska (2016): Zahlreiche Fallen beim Dachbodenausbau. In: *derStandard.at*, 24.04.2016. Online verfügbar unter <http://derstandard.at/2000035501062/Zahlreiche-Fallen-beim-Dachbodenausbau>, zuletzt geprüft am 08.11.2016.
- [63] DLUBAL SOFTWARE GMBH: RSTAB. Version 8.07.01.

ANHANG A

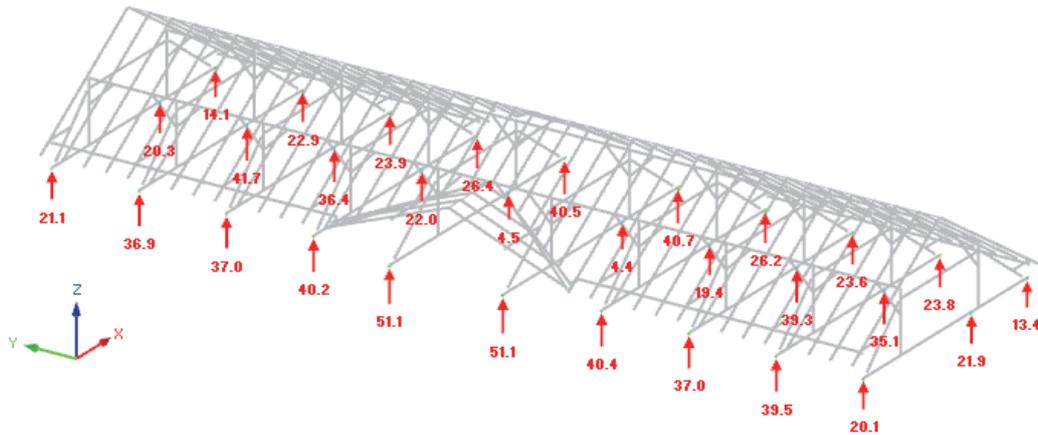
ERGEBNISSE DER STATISCHEN BERECHNUNG – BESTAND

A-1 Auflagerkräfte

Maximale Auflagerkräfte aus allen Lastkombinationen im GZT

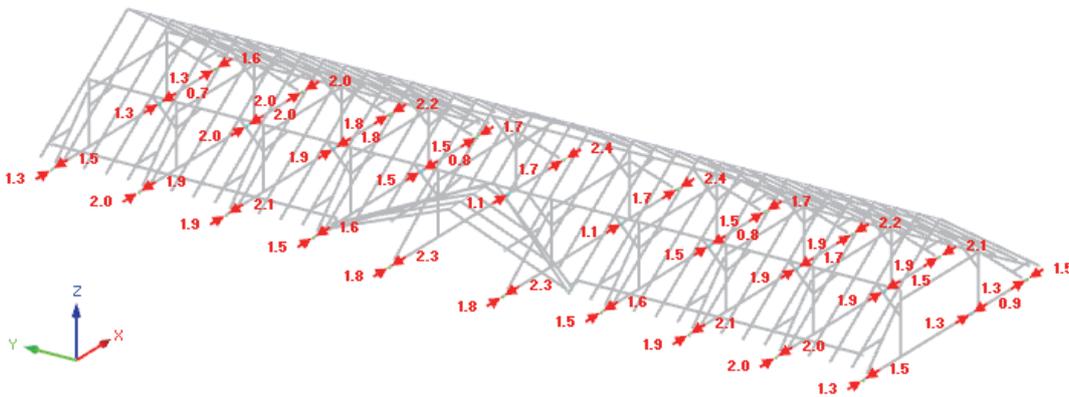
Bundtramaufleger:

Support Reactions [kN]
RC3 : GZT



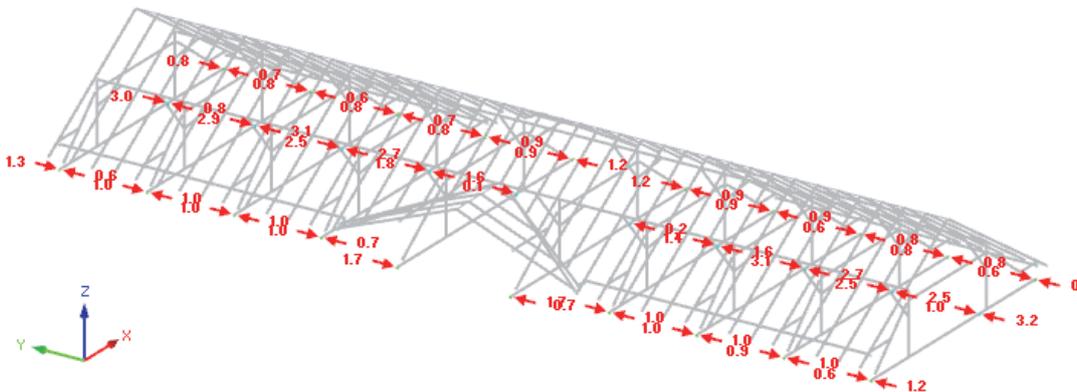
Max P-Z: 0.0, Min P-Z: -51.1 kN

Support Reactions [kN]
RC3 : GZT



Max P-X: 2.4, Min P-X: -2.0 kN

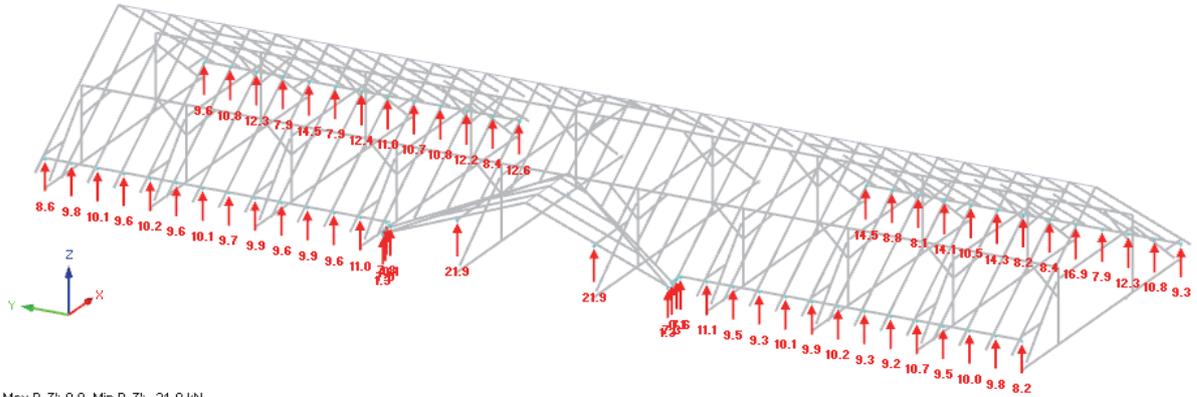
Support Reactions [kN]
RC3 : GZT



Max P-Y: 3.1, Min P-Y: -3.2 kN

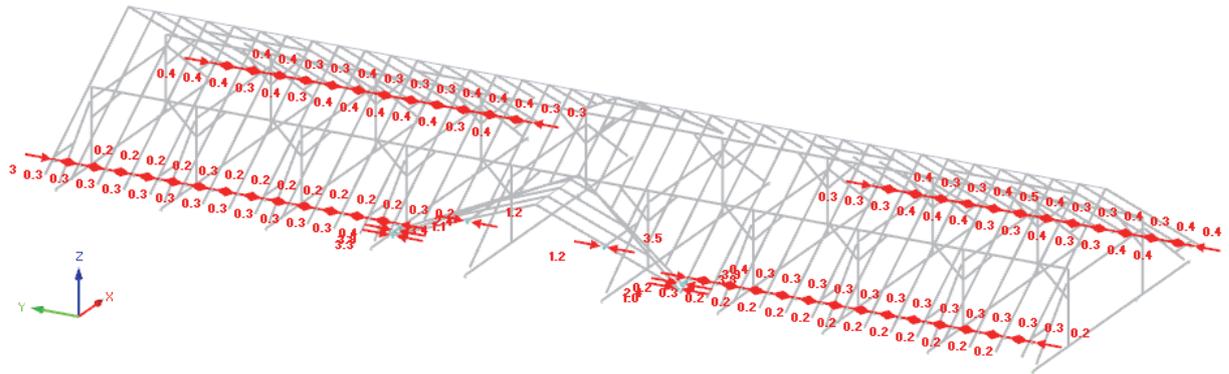
Kniestockmauer:

Support Reactions [kN]
RC3 : GZT



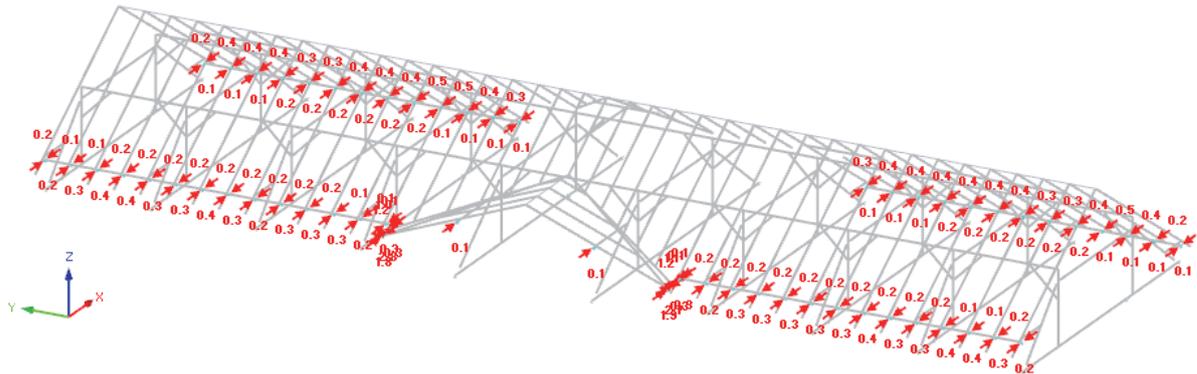
Max P-Z: 0.0, Min P-Z: -21.9 kN

Support Reactions [kN]
RC3 : GZT



Max P-Y: 3.9, Min P-Y: -3.9 kN

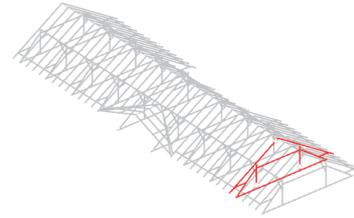
Support Reactions [kN]
RC3 : GZT



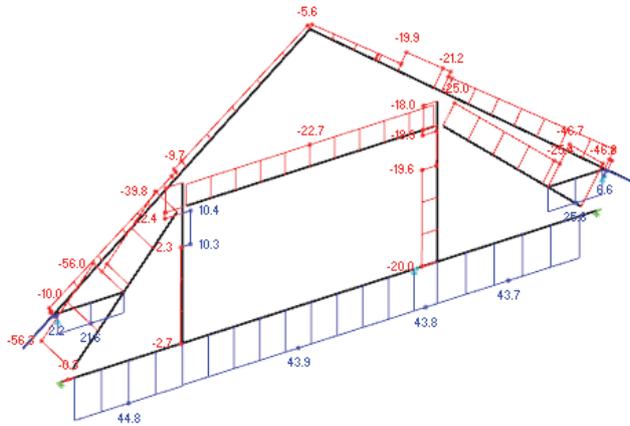
Max P-X: 1.2, Min P-X: -2.8 kN

A-2 Schnittgrößen Achse 5 und Achse 8

Schnittgrößen, LK301, Achse 5

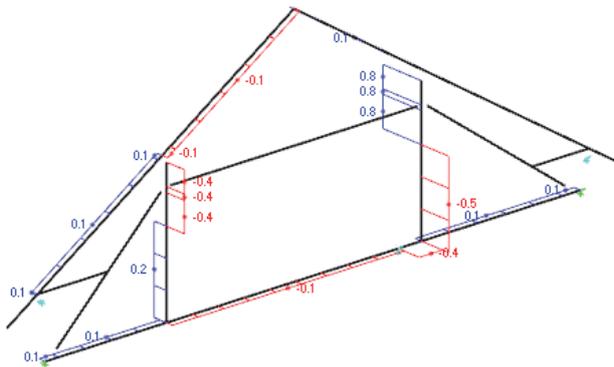


Internal Forces N [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



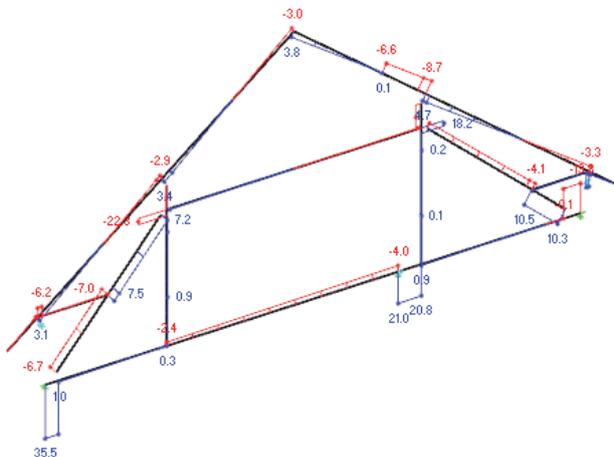
Max N: 44.8, Min N: -56.3 kN

Internal Forces V-y [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



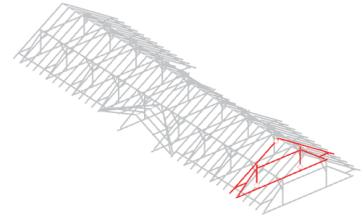
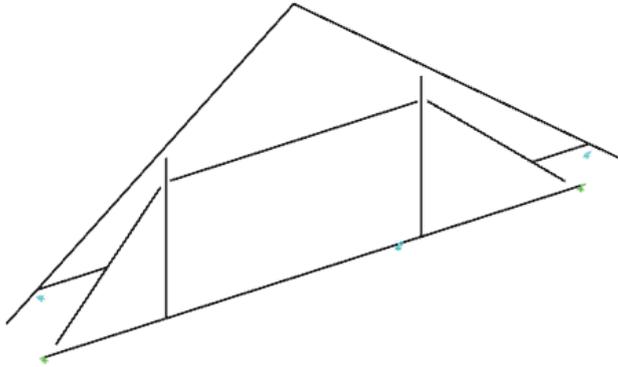
Max V-y: 0.8, Min V-y: -0.5 kN

Internal Forces V-z [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



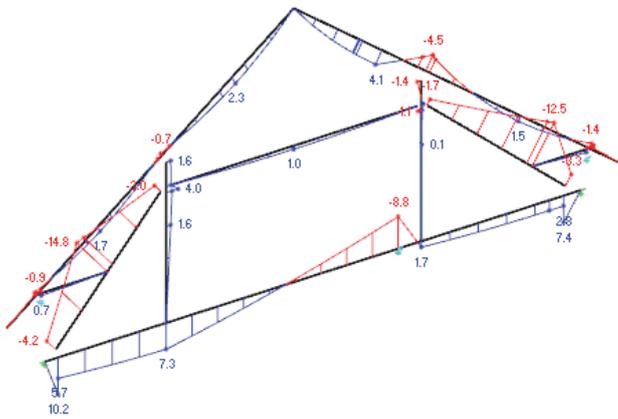
Max V-z: 35.5, Min V-z: -22.8 kN

Internal Forces M-T [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



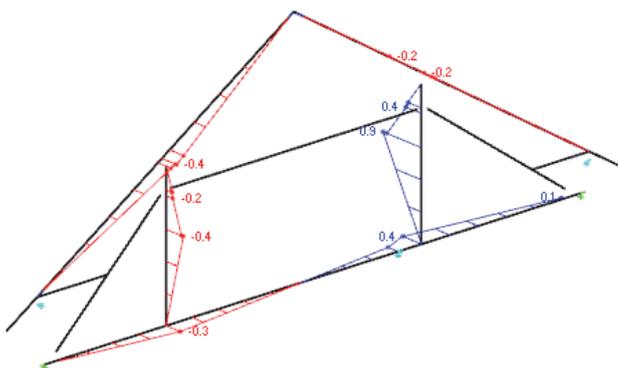
Max M-T: 0.0, Min M-T: 0.0 kNm

Internal Forces M-y [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-y: 10.2, Min M-y: -14.8 kNm

Internal Forces M-z [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301

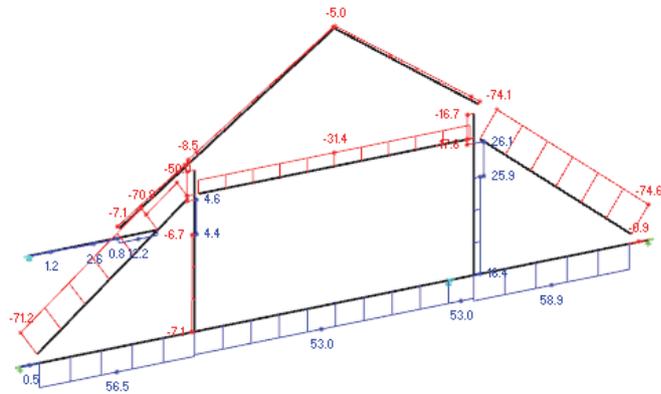


Max M-z: 0.9, Min M-z: -0.4 kNm

Schnittgrößen, LK301, Achse 8

Internal Forces N [kN]

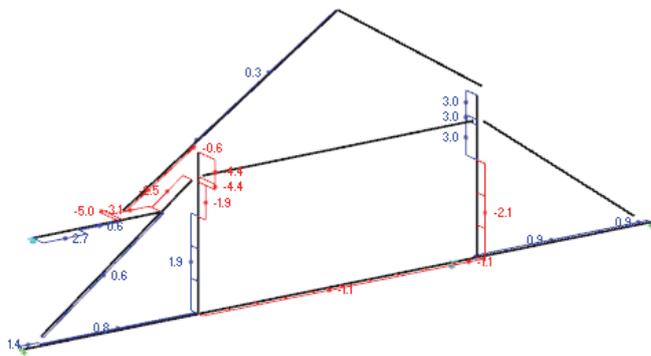
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max N: 58.9, Min N: -74.6 kN

Internal Forces V-y [kN]

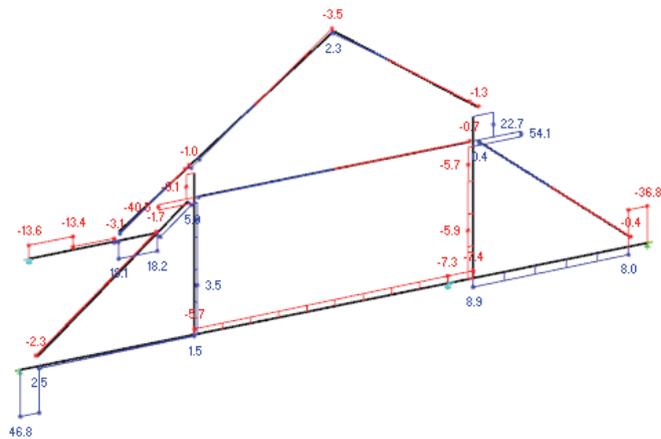
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



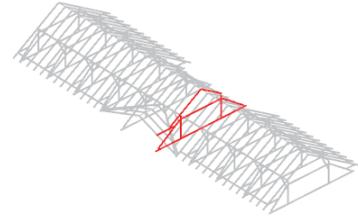
Max V-y: 3.0, Min V-y: -5.0 kN

Internal Forces V-z [kN]

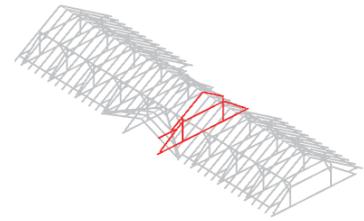
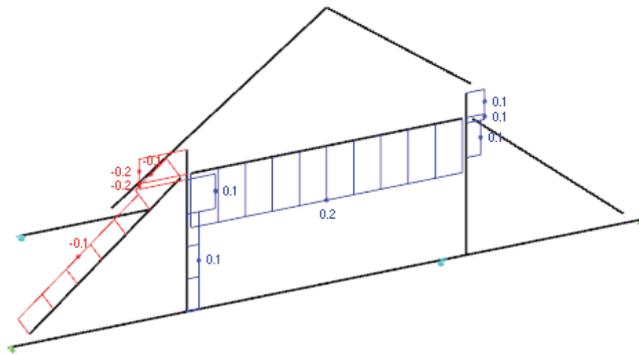
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max V-z: 54.1, Min V-z: -40.5 kN

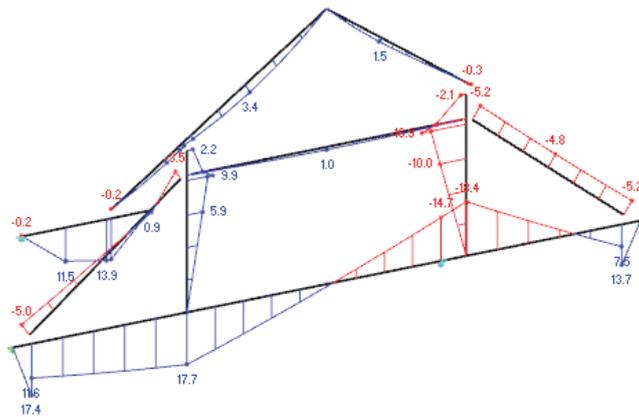


Internal Forces M-T [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



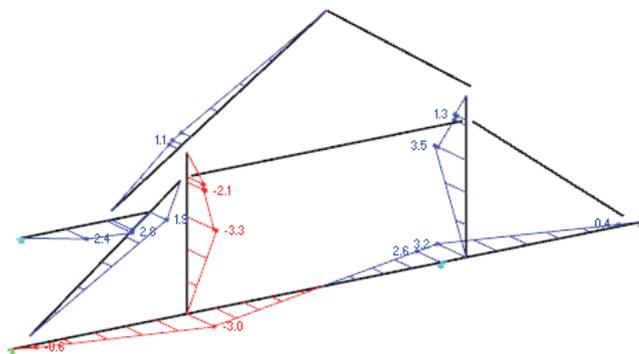
Max M-T: 0.2, Min M-T: -0.2 kNm

Internal Forces M-y [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-y: 17.7, Min M-y: -18.4 kNm

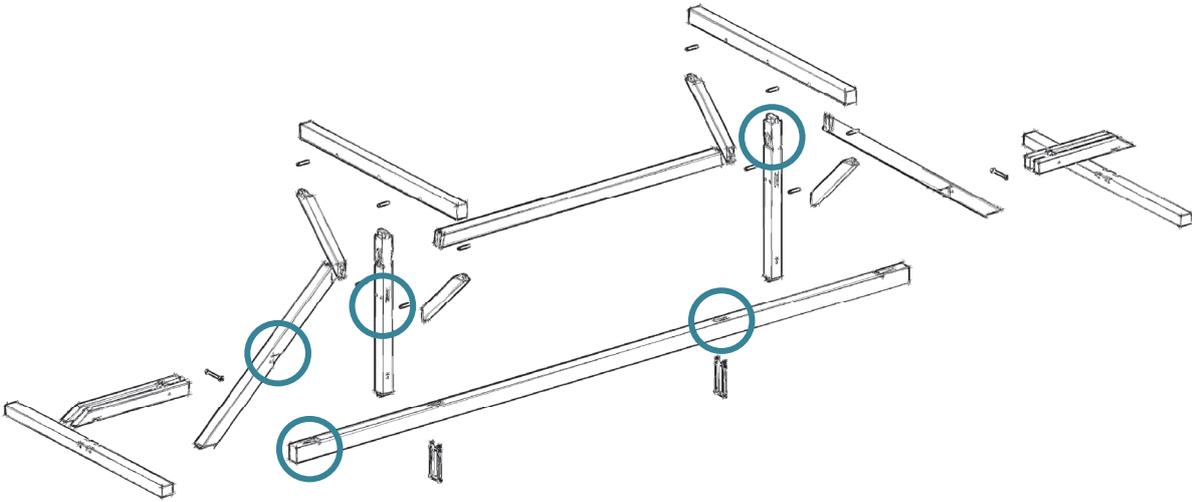
Internal Forces M-z [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-z: 3.5, Min M-z: -3.3 kNm

A-3 Nettoquerschnittsnachweise

In der Hängewerkkonstruktion kommen diese Querschnittsschwächungen vor:



Bundtram

- Zapfenloch bei Stuhlsäulenanschluss
- Einkerbung bei Fersenversatz

Strebe

- Verkämmung bei Zangenanschluss

Säule

- Zapfenlöcher bei Kopfbandanschlüssen
- Einkerbung bei Fersenversatz und Riegelzapfen

Die Nettoquerschnittsnachweise werden mit den Schnittgrößen der maßgebenden Lastfallkombination LK301 geführt. Der Lastfall beinhaltet die Schneelast als einzige Veränderliche Einwirkung, d.h. der k_{mod} Faktor ist mit 0,9 anzusetzen.

Bundtram – Zapfenloch bei Stuhlsäulenanschluss

Schnittgrößen aus LK301, Achse 8:

Parameter der Bemessungswerte

| | | | |
|--------------|-----|---|------------------------|
| $k_{mod} =$ | 0,9 | - | NKL 2; KLED kurz |
| $\gamma_m =$ | 1,3 | - | Teilsicherheitsbeiwert |
| $k_m =$ | 0,7 | - | Vollholz; Rechteck-QS |

Festigkeitswerte

| | | | | | |
|---------------|----|-------------------|------------|-----|-------------------|
| $f_{c,0,k} =$ | 21 | N/mm ² | $f_{mk} =$ | 24 | N/mm ² |
| $f_{t,0,k} =$ | 14 | N/mm ² | $f_{vk} =$ | 2,3 | N/mm ² |

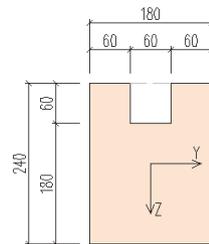
Querschnittswerte

Biegung

| | | |
|------------|---------|-----------------|
| $b =$ | - | cm |
| $h =$ | - | cm |
| $A =$ | 396,00 | cm ² |
| $k_{cr} =$ | 1,00 | - |
| $A_{sf} =$ | 396,00 | cm ² |
| $W_y =$ | 1361,10 | cm ³ |
| $W_z =$ | 1284,00 | cm ³ |

Torsion (Rechteckquerschnitt)

| | | |
|------------|---------|-----------------|
| $b_T =$ | 18,0 | cm |
| $h_T =$ | 18,0 | cm |
| $W_t =$ | 1215,36 | cm ³ |
| $k_{sh} =$ | 1,05 | - |



Schnittgrößen

| | | | | | |
|-------------|-------|----|-------------|-------|-----|
| $N_{i,d} =$ | 58,60 | kN | $M_{i,d} =$ | 0,00 | kNm |
| $V_{y,d} =$ | 0,90 | kN | $M_{y,d} =$ | 18,60 | kNm |
| $V_{z,d} =$ | 9,00 | kN | $M_{z,d} =$ | 3,20 | kNm |

Nachweise

| | | | | | | | | |
|------------------|-------|-------------------|--------|-------------------------|-------|-------------------|------------|----------------|
| $\sigma_{N,t} =$ | 1,48 | N/mm ² | \leq | $f_{t,0,d} =$ | 9,69 | N/mm ² | 15% | Glg. EC5 (6.2) |
| $\sigma_{My} =$ | 13,67 | N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 | N/mm ² | 82% | |
| $\sigma_{Mz} =$ | 2,49 | N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 | N/mm ² | 15% | |
| $\tau_{Vy} =$ | 0,03 | N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 | N/mm ² | 2% | (6.13) |
| $\tau_{Vz} =$ | 0,34 | N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 | N/mm ² | 21% | (6.13) |
| $\tau_{Mt} =$ | 0,00 | N/mm ² | \leq | $k_{sh} \cdot f_{vd} =$ | 1,67 | N/mm ² | 0% | (6.14) |

Kombinierte Nachweise

| | | |
|--|-------------|--------------|
| $(\tau_{Mt} / (k_{sh} \cdot f_{vd})) + (\tau_{Vy} / f_{vd})^2 + (\tau_{Vz} / f_{vd})^2 =$ | 5% | (NA.6.15-E1) |
| $(\sigma_{My} + k_m \cdot \sigma_{Mz}) / f_{md} =$ | 93% | (6.11) |
| $(k_m \cdot \sigma_{My} + \sigma_{Mz}) / f_{md} =$ | 73% | (6.12) |
| $(\sigma_{N,t} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{My} / f_{md}) + k_m \cdot (\sigma_{Mz} / f_{md}) =$ | 108% | (6.17) |
| $(\sigma_{N,t} / f_{t,0,d}) + k_m \cdot (\sigma_{My} / f_{md}) + (\sigma_{Mz} / f_{md}) =$ | 88% | (6.18) |

Maßgebender Nachweis:

zweiachsige Biegung und Zug (6.17)

108%

Bundtram – Nettoquerschnitt bei Fersenversatz

Schnittgrößen aus LK301, Achse 8:

Parameter der Bemessungswerte

| | | |
|--------------|-------|------------------------|
| $k_{mod} =$ | 0,9 - | NKL 2; KLED kurz |
| $\gamma_m =$ | 1,3 - | Teilsicherheitsbeiwert |
| $k_m =$ | 0,7 - | Vollholz; Rechteck-QS |

Festigkeitswerte

| | | | |
|---------------|----------------------|------------|-----------------------|
| $f_{c,0,k} =$ | 21 N/mm ² | $f_{mk} =$ | 24 N/mm ² |
| $f_{t,0,k} =$ | 14 N/mm ² | $f_{vk} =$ | 2,3 N/mm ² |

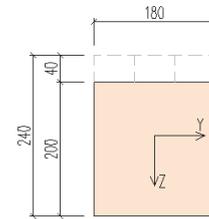
Querschnittswerte

Biegung

| | |
|------------|-------------------------|
| $b =$ | - cm |
| $h =$ | - cm |
| $A =$ | 360,00 cm ² |
| $k_{cr} =$ | 1,00 - |
| $A_{ef} =$ | 360,00 cm ² |
| $W_y =$ | 1200,00 cm ³ |
| $W_z =$ | 1080,00 cm ³ |

Torsion (Rechteckquerschnitt)

| | |
|------------|-------------------------|
| $b_T =$ | 18,0 cm |
| $h_T =$ | 20,0 cm |
| $W_T =$ | 1379,73 cm ³ |
| $k_{sh} =$ | 1,06 - |


Schnittgrößen

| | | | |
|-------------|----------|-------------|-----------|
| $N_{t,d} =$ | 56,30 kN | $M_{t,d} =$ | 0,00 kNm |
| $V_{y,d} =$ | 0,80 kN | $M_{y,d} =$ | 11,60 kNm |
| $V_{z,d} =$ | 2,50 kN | $M_{z,d} =$ | 0,60 kNm |

Nachweise

| | | | | | | |
|------------------|------------------------|--------|-------------------------|-------------------------|------------|----------------|
| $\sigma_{N,t} =$ | 1,56 N/mm ² | \leq | $f_{t,0,d} =$ | 9,69 N/mm ² | 16% | Glg. EC5 (6.2) |
| $\sigma_{M_y} =$ | 9,67 N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 N/mm ² | 58% | |
| $\sigma_{M_z} =$ | 0,56 N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 N/mm ² | 3% | |
| $\tau_{V_y} =$ | 0,03 N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 N/mm ² | 2% | (6.13) |
| $\tau_{V_z} =$ | 0,10 N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 N/mm ² | 7% | (6.13) |
| $\tau_{M_t} =$ | 0,00 N/mm ² | \leq | $k_{sh} \cdot f_{vd} =$ | 1,68 N/mm ² | 0% | (6.14) |

Kombinierte Nachweise

| | | |
|--|------------|--------------|
| $(\tau_{M_t} / (k_{sh} \cdot f_{vd})) + (\tau_{V_y} / f_{vd})^2 + (\tau_{V_z} / f_{vd})^2 =$ | 0% | (NA.6.15-E1) |
| $(\sigma_{M_y} + k_m \cdot \sigma_{M_z}) / f_{md} =$ | 61% | (6.11) |
| $(k_m \cdot \sigma_{M_y} + \sigma_{M_z}) / f_{md} =$ | 44% | (6.12) |
| $(\sigma_{N,t} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{M_y} / f_{md}) + k_m \cdot (\sigma_{M_z} / f_{md}) =$ | 77% | (6.17) |
| $(\sigma_{N,t} / f_{t,0,d}) + k_m \cdot (\sigma_{M_y} / f_{md}) + (\sigma_{M_z} / f_{md}) =$ | 60% | (6.18) |

Maßgebender Nachweis:

zweiachsige Biegung und Zug (6.17)

77%

Strebe – Nettoquerschnitt bei Zangenanschluss

Schnittgrößen aus LK301, Achse 5:

Parameter der Bemessungswerte

| | | |
|--------------|-------|------------------------|
| $k_{mod} =$ | 0,9 - | NKL 2; KLED kurz |
| $\gamma_m =$ | 1,3 - | Teilsicherheitsbeiwert |
| $k_m =$ | 0,7 - | Vollholz; Rechteck-QS |

Festigkeitswerte

| | | | |
|---------------|----------------------|------------|-----------------------|
| $f_{c,0,k} =$ | 21 N/mm ² | $f_{mk} =$ | 24 N/mm ² |
| $f_{t,0,k} =$ | 14 N/mm ² | $f_{vk} =$ | 2,3 N/mm ² |

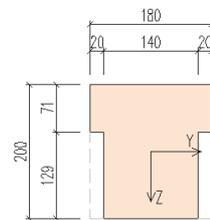
Querschnittswerte

Biegung

| | |
|------------|------------------------|
| $b =$ | - cm |
| $h =$ | - cm |
| $A =$ | 308,40 cm ² |
| $k_{cr} =$ | 1,00 - |
| $A_{sf} =$ | 308,40 cm ² |
| $W_y =$ | 993,52 cm ³ |
| $W_z =$ | 711,16 cm ³ |

Torsion (Rechteckquerschnitt)

| | |
|------------|------------------------|
| $b_T =$ | 14,0 cm |
| $h_T =$ | 20,0 cm |
| $W_t =$ | 889,51 cm ³ |
| $k_{sh} =$ | 1,07 - |



Schnittgrößen

| | | | |
|-------------|----------|-------------|-----------|
| $N_{c,d} =$ | 40,10 kN | $M_{t,d} =$ | 0,00 kNm |
| $V_{y,d} =$ | 0,00 kN | $M_{y,d} =$ | 14,80 kNm |
| $V_{z,d} =$ | 7,50 kN | $M_{z,d} =$ | 0,00 kNm |

Nachweise

| | | | | | | |
|------------------|-------------------------|--------|-------------------------|-------------------------|------------|----------------|
| $\sigma_{N,c} =$ | 1,30 N/mm ² | \leq | $f_{c,0,d} =$ | 14,54 N/mm ² | 9% | Glg. EC5 (6.1) |
| $\sigma_{My} =$ | 14,90 N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 N/mm ² | 90% | |
| $\sigma_{Mz} =$ | 0,00 N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 N/mm ² | 0% | |
| $\tau_{Vy} =$ | 0,00 N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 N/mm ² | 0% | (6.13) |
| $\tau_{Vz} =$ | 0,36 N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 N/mm ² | 23% | (6.13) |
| $\tau_{Mt} =$ | 0,00 N/mm ² | \leq | $k_{sh} \cdot f_{vd} =$ | 1,71 N/mm ² | 0% | (6.14) |

Kombinierte Nachweise

| | | |
|--|------------|--------------|
| $(\tau_{Mt} / (k_{sh} \cdot f_{vd})) + (\tau_{Vy} / f_{vd})^2 + (\tau_{Vz} / f_{vd})^2 =$ | 5% | (NA.6.15-E1) |
| $(\sigma_{My} + k_m \cdot \sigma_{Mz}) / f_{md} =$ | 90% | (6.11) |
| $(k_m \cdot \sigma_{My} + \sigma_{Mz}) / f_{md} =$ | 63% | (6.12) |
| $(\sigma_{N,c} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{My} / f_{md}) + k_m \cdot (\sigma_{Mz} / f_{md}) =$ | 90% | (6.19) |
| $(\sigma_{N,c} / f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot (\sigma_{My} / f_{md}) + (\sigma_{Mz} / f_{md}) =$ | 64% | (6.20) |

Maßgebender Nachweis:

zweiachsige Biegung und Druck (6.19)

90%

Säule – Nettoquerschnitt bei Kopfbandanschluss

Schnittgrößen aus LK301, Achse 8:

Parameter der Bemessungswerte

| | | |
|--------------|-------|------------------------|
| $k_{mod} =$ | 0,9 - | NKL 2; KLED kurz |
| $\gamma_m =$ | 1,3 - | Teilsicherheitsbeiwert |
| $k_m =$ | 0,7 - | Vollholz; Rechteck-QS |

Festigkeitswerte

| | | | |
|---------------|----------------------|------------|-----------------------|
| $f_{c,0,k} =$ | 21 N/mm ² | $f_{mk} =$ | 24 N/mm ² |
| $f_{t,0,k} =$ | 14 N/mm ² | $f_{vk} =$ | 2,3 N/mm ² |

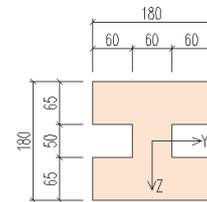
Querschnittswerte

Biegung

| | |
|------------|------------------------|
| $b =$ | - cm |
| $h =$ | - cm |
| $A =$ | 252,00 cm ² |
| $k_{cr} =$ | 1,00 - |
| $A_{ef} =$ | 252,00 cm ² |
| $W_y =$ | 948,00 cm ³ |
| $W_z =$ | 660,00 cm ³ |

Torsion (Rechteckquerschnitt)

| | |
|------------|------------------------|
| $b_T =$ | 6,0 cm |
| $h_T =$ | 18,0 cm |
| $W_t =$ | 174,74 cm ³ |
| $k_{sh} =$ | 1,15 - |



Schnittgrößen

| | | | |
|-------------|----------|-------------|-----------|
| $N_{t,d} =$ | 25,90 kN | $M_{t,d} =$ | 0,10 kNm |
| $V_{y,d} =$ | 3,00 kN | $M_{y,d} =$ | 10,00 kNm |
| $V_{z,d} =$ | 5,70 kN | $M_{z,d} =$ | 3,10 kNm |

Nachweise

| | | | | | | |
|------------------|-------------------------|--------|-------------------------|-------------------------|------------|----------------|
| $\sigma_{N,t} =$ | 1,03 N/mm ² | \leq | $f_{t,0,d} =$ | 9,69 N/mm ² | 11% | Glg. EC5 (6.2) |
| $\sigma_{My} =$ | 10,55 N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 N/mm ² | 63% | |
| $\sigma_{Mz} =$ | 4,70 N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 N/mm ² | 28% | |
| $\tau_{Vy} =$ | 0,18 N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 N/mm ² | 11% | (6.13) |
| $\tau_{Vz} =$ | 0,34 N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 N/mm ² | 21% | (6.13) |
| $\tau_{Mt} =$ | 0,57 N/mm ² | \leq | $k_{sh} \cdot f_{vd} =$ | 1,83 N/mm ² | 31% | (6.14) |

Kombinierte Nachweise

| | | |
|--|------------|--------------|
| $(\tau_{Mt} / (k_{sh} \cdot f_{vd})) + (\tau_{Vy} / f_{vd})^2 + (\tau_{Vz} / f_{vd})^2 =$ | 37% | (NA.6.15-E1) |
| $(\sigma_{My} + k_m \cdot \sigma_{Mz}) / f_{md} =$ | 83% | (6.11) |
| $(k_m \cdot \sigma_{My} + \sigma_{Mz}) / f_{md} =$ | 73% | (6.12) |
| $(\sigma_{N,t} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{My} / f_{md}) + k_m \cdot (\sigma_{Mz} / f_{md}) =$ | 94% | (6.17) |
| $(\sigma_{N,t} / f_{t,0,d}) + k_m \cdot (\sigma_{My} / f_{md}) + (\sigma_{Mz} / f_{md}) =$ | 83% | (6.18) |

Maßgebender Nachweis:

zweiachsige Biegung und Zug (6.17)

94%

Säule – Anschluss bei Strebe und Druckriegel

Schnittgrößen aus LK301, Achse 8:

Parameter der Bemessungswerte

| | | |
|--------------|-------|------------------------|
| $k_{mod} =$ | 0,9 - | NKL 2; KLED kurz |
| $\gamma_m =$ | 1,3 - | Teilsicherheitsbeiwert |
| $k_m =$ | 0,7 - | Vollholz; Rechteck-QS |

Festigkeitswerte

| | | | |
|---------------|----------------------|------------|-----------------------|
| $f_{c,0,k} =$ | 21 N/mm ² | $f_{mk} =$ | 24 N/mm ² |
| $f_{t,0,k} =$ | 14 N/mm ² | $f_{vk} =$ | 2,3 N/mm ² |

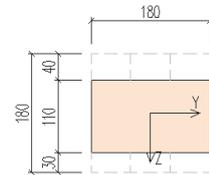
Querschnittswerte

Biegung

| | |
|------------|------------------------|
| $b =$ | - cm |
| $h =$ | - cm |
| $A =$ | 198,00 cm ² |
| $k_{cr} =$ | 1,00 - |
| $A_{sf} =$ | 198,00 cm ² |
| $W_y =$ | 363,00 cm ³ |
| $W_z =$ | 594,00 cm ³ |

Torsion (Rechteckquerschnitt)

| | |
|------------|------------------------|
| $b_T =$ | 18,0 cm |
| $h_T =$ | 11,0 cm |
| $W_t =$ | 511,49 cm ³ |
| $k_{sh} =$ | 1,08 - |



Schnittgrößen

| | | | |
|-------------|----------|-------------|-----------|
| $N_{i,d} =$ | 26,10 kN | $M_{i,d} =$ | 0,00 kNm |
| $V_{y,d} =$ | 3,00 kN | $M_{y,d} =$ | 13,40 kNm |
| $V_{z,d} =$ | 5,70 kN | $M_{z,d} =$ | 1,30 kNm |

Nachweise

| | | | | | | |
|------------------|-------------------------|--------|-------------------------|-------------------------|-------------|----------------|
| $\sigma_{N,t} =$ | 1,32 N/mm ² | \leq | $f_{t,0,d} =$ | 9,69 N/mm ² | 14% | Glg. EC5 (6.2) |
| $\sigma_{My} =$ | 36,91 N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 N/mm ² | 222% | |
| $\sigma_{Mz} =$ | 2,19 N/mm ² | \leq | $f_{md} =$ | 16,62 N/mm ² | 13% | |
| $\tau_{Vy} =$ | 0,23 N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 N/mm ² | 14% | (6.13) |
| $\tau_{Vz} =$ | 0,43 N/mm ² | \leq | $f_{vd} =$ | 1,59 N/mm ² | 27% | (6.13) |
| $\tau_{Mt} =$ | 0,00 N/mm ² | \leq | $k_{sh} \cdot f_{vd} =$ | 1,72 N/mm ² | 0% | (6.14) |

Kombinierte Nachweise

| | | |
|--|-------------|--------------|
| $(\tau_{Mt} / (k_{sh} \cdot f_{vd})) + (\tau_{Vy} / f_{vd})^2 + (\tau_{Vz} / f_{vd})^2 =$ | 9% | (NA.6.15-E1) |
| $(\sigma_{My} + k_m \cdot \sigma_{Mz}) / f_{md} =$ | 231% | (6.11) |
| $(k_m \cdot \sigma_{My} + \sigma_{Mz}) / f_{md} =$ | 169% | (6.12) |
| $(\sigma_{N,t} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{My} / f_{md}) + k_m \cdot (\sigma_{Mz} / f_{md}) =$ | 245% | (6.17) |
| $(\sigma_{N,t} / f_{t,0,d}) + k_m \cdot (\sigma_{My} / f_{md}) + (\sigma_{Mz} / f_{md}) =$ | 182% | (6.18) |

Maßgebender Nachweis:

zweiachsige Biegung und Zug (6.17)

245%

ANHANG B

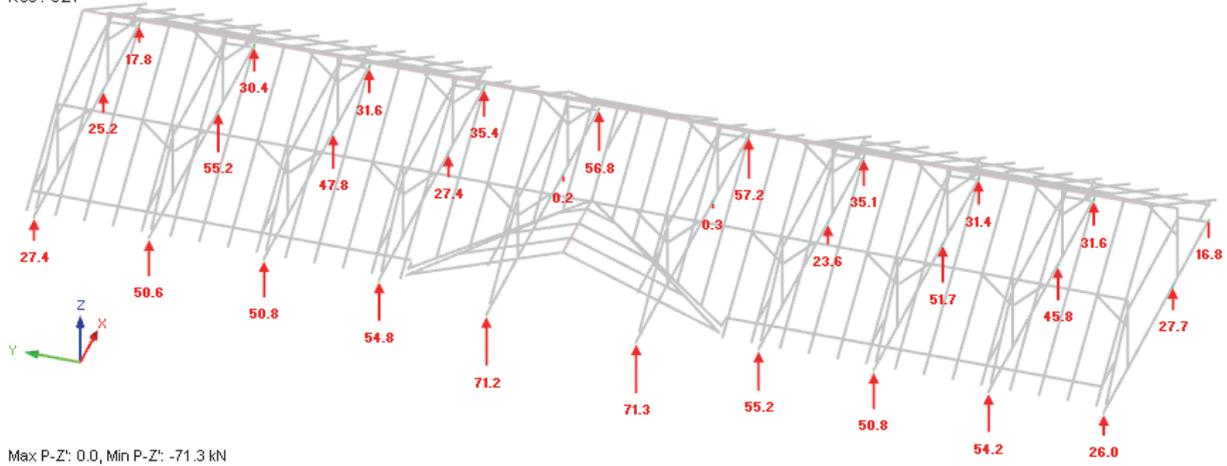
ERGEBNISSE DER STATISCHEN BERECHNUNG – DACHAUSBAU

B-1 Auflagerkräfte

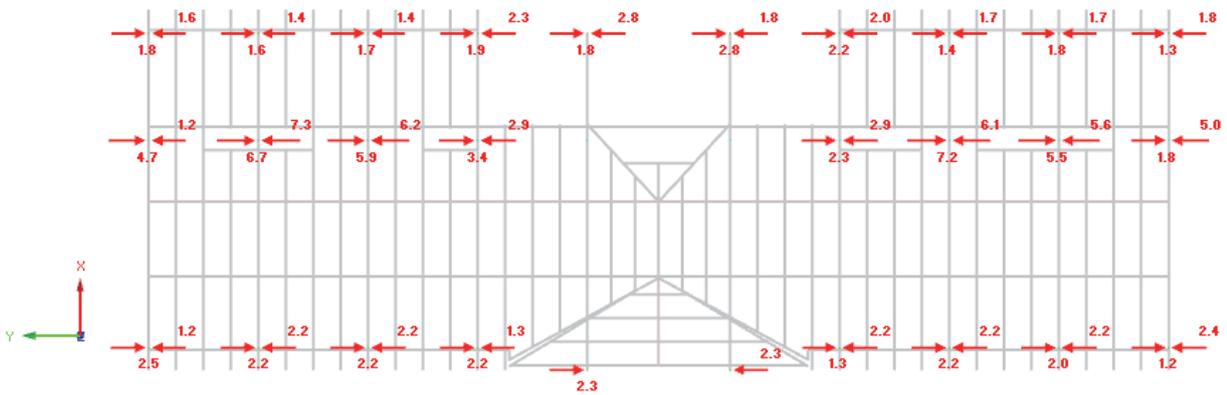
Maximale Auflagerkräfte aus allen Lastkombinationen im GZT

Bundtramaufleger:

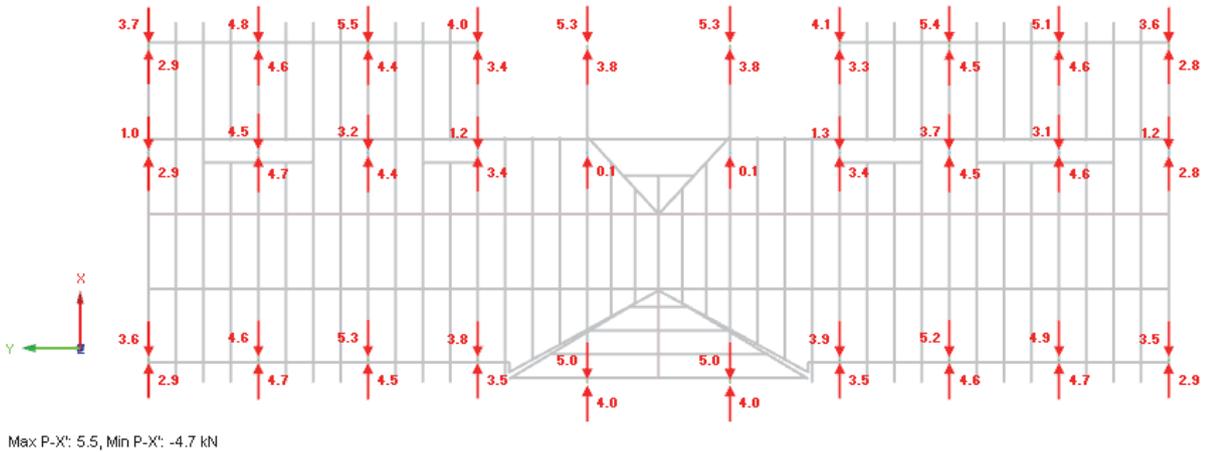
Support Reactions [kN]
RC3: GZT



Support Reactions [kN]
RC3: GZT

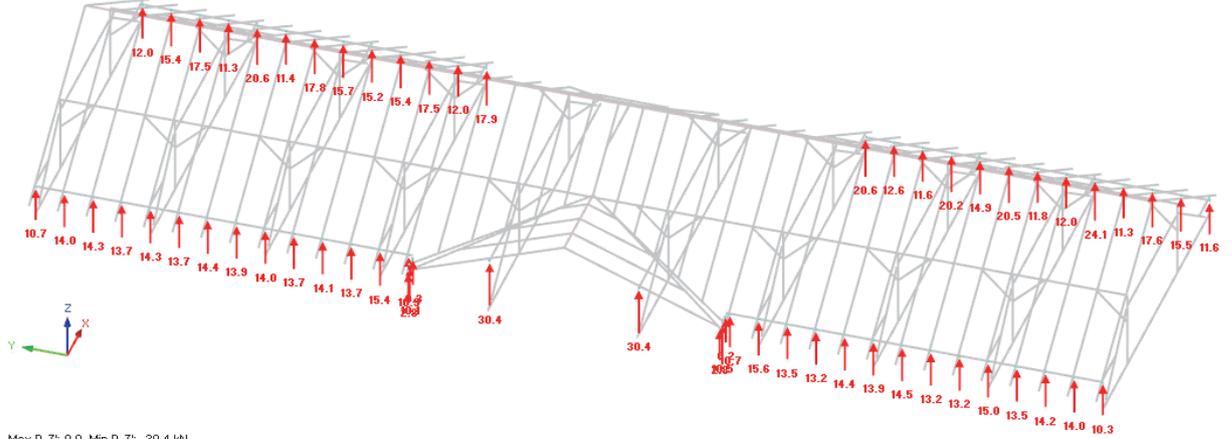


Support Reactions [kN]
RC3: GZT

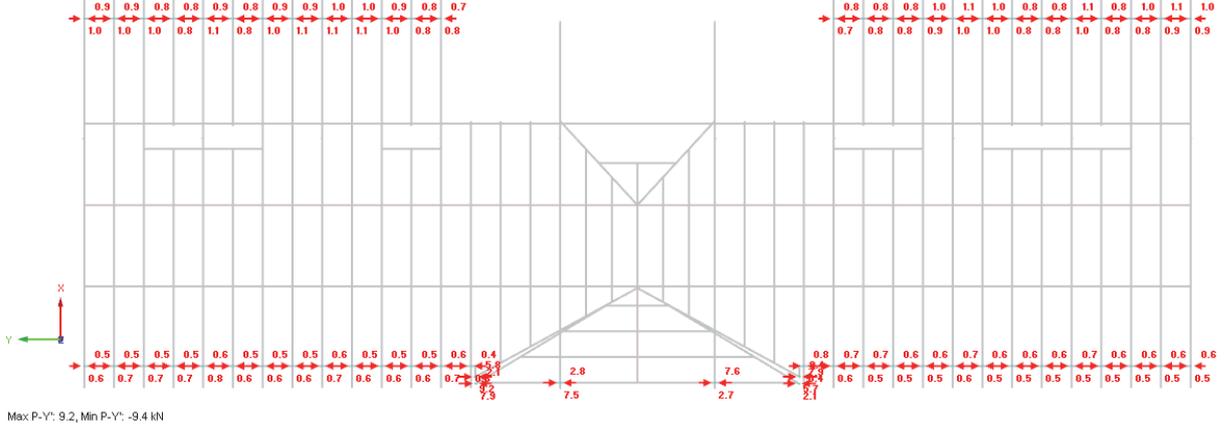


Kniestockmauer:

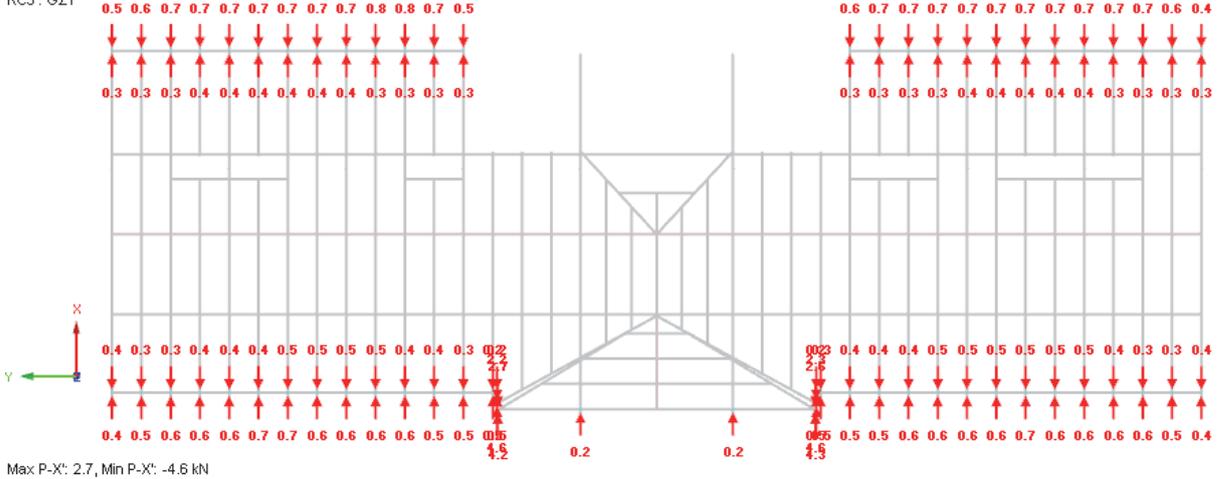
Support Reactions [kN]
RC3 : GZT



Support Reactions [kN]
RC3 : GZT

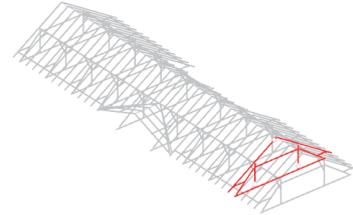


Support Reactions [kN]
RC3 : GZT



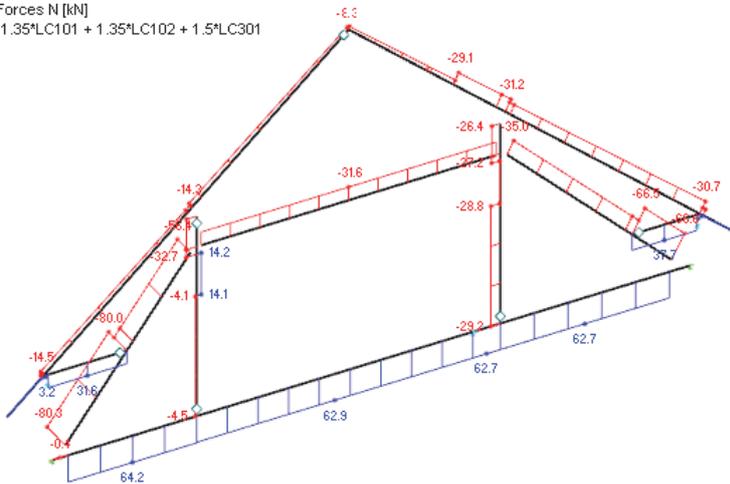
B-2 Schnittgrößen Achse 5 und Achse 8

Schnittgrößen, LK301, Achse 5



Internal Forces N [kN]

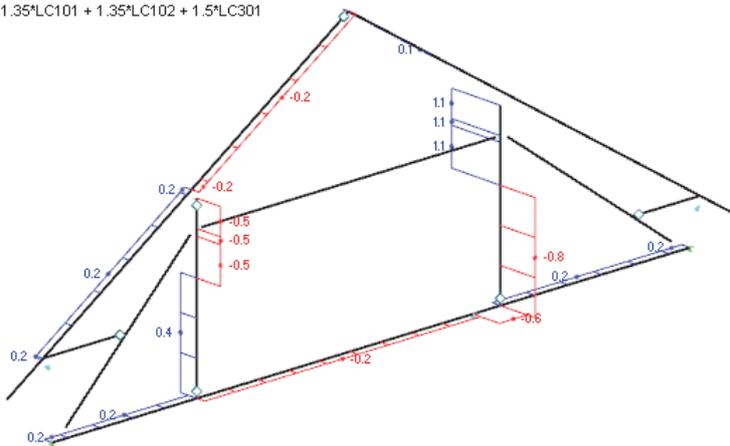
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max N: 64.2, Min N: -80.3 kN

Internal Forces V-y [kN]

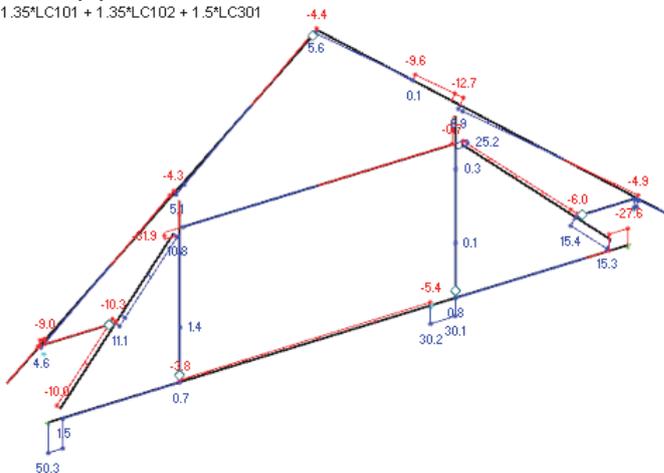
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max V-y: 1.1, Min V-y: -0.8 kN

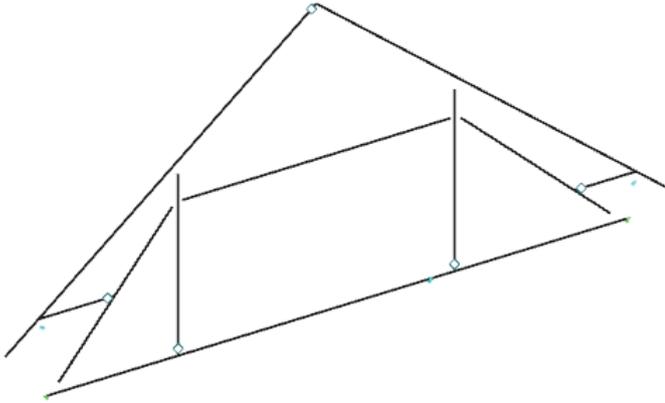
Internal Forces V-z [kN]

CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



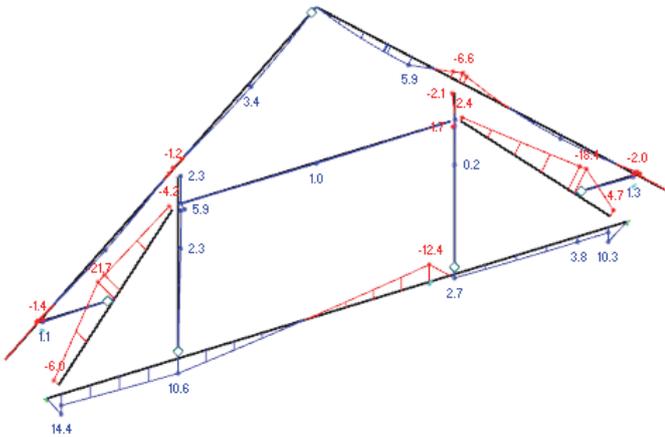
Max V-z: 50.3, Min V-z: -31.9 kN

Internal Forces M-T [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



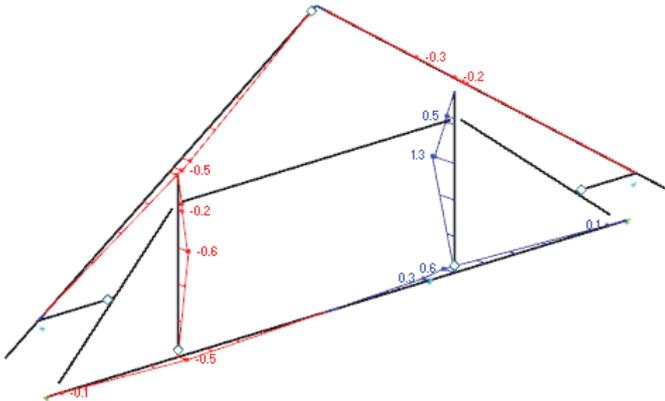
Max M-T: 0.0, Min M-T: 0.0 kNm

Internal Forces M-y [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



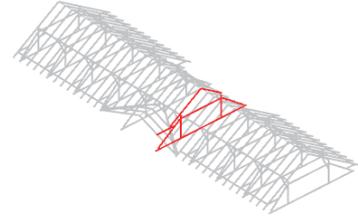
Max M-y: 14.4, Min M-y: -21.7 kNm

Internal Forces M-z [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301

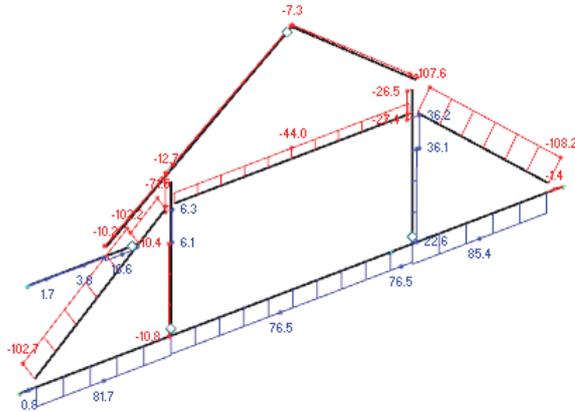


Max M-z: 1.3, Min M-z: -0.6 kNm

Schnittgrößen, LK301, Achse 8

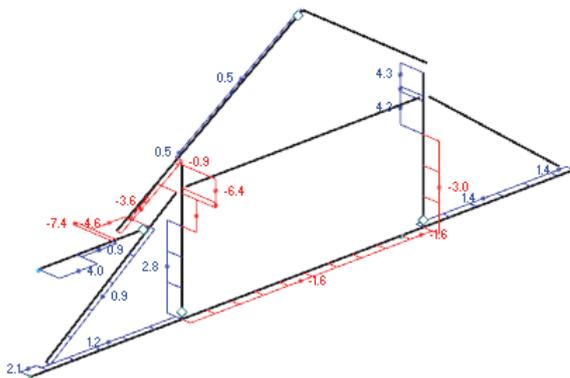


Internal Forces N [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



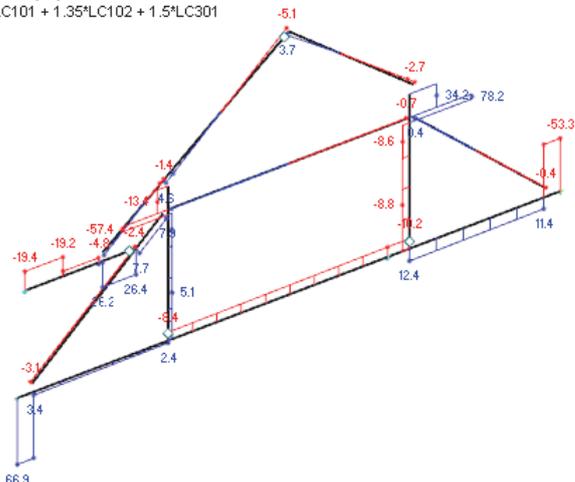
Max N: 85.4, Min N: -108.2 kN

Internal Forces V-y [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



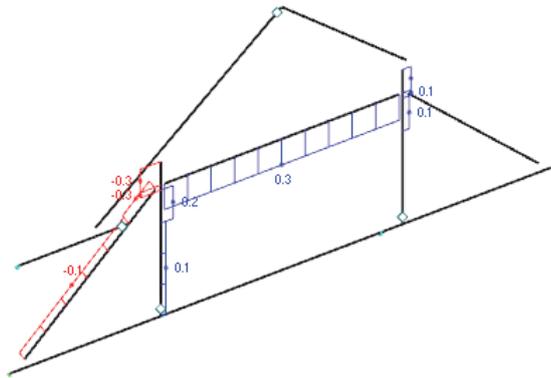
Max V-y: 4.3, Min V-y: -7.4 kN

Internal Forces V-z [kN]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



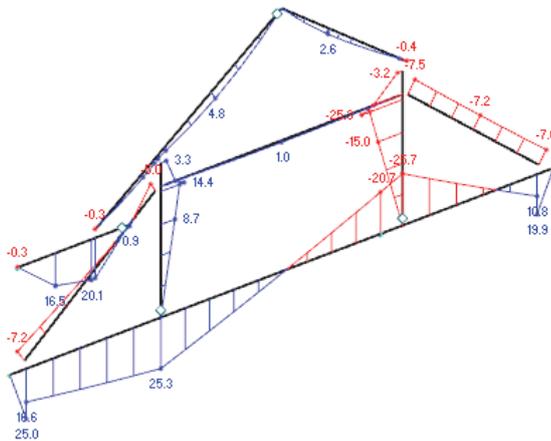
Max V-z: 78.2, Min V-z: -57.4 kN

Internal Forces M-T [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



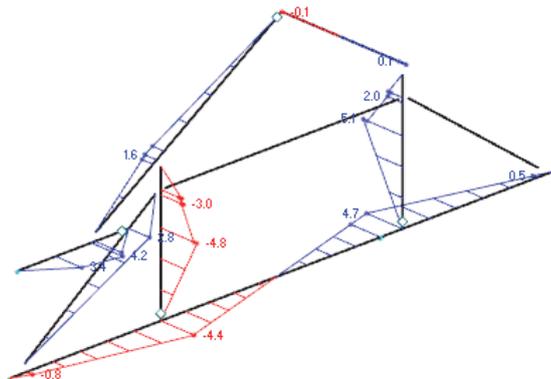
Max M-T: 0.3, Min M-T: -0.3 kNm

Internal Forces M-y [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-y: 25.3, Min M-y: -25.7 kNm

Internal Forces M-z [kNm]
CO301 : 1.35*LC101 + 1.35*LC102 + 1.5*LC301



Max M-z: 5.1, Min M-z: -4.8 kNm

ANHANG C

QUERSCHNITTSAUSWERTUNGEN

Querschnittsnachweise nach ÖNORM B 1995-1-1 für Rechteckquerschnitt

Parameter der Bemessungswerte

| | | |
|------------|-----|------------------------|
| k_{mod} | 0,9 | NKL 2; RLED kurz |
| γ_m | 1,3 | Teilsicherheitsbeiwert |
| k_{sc} | 0,7 | Vollholz; Rechteck-OS |

Char. Festigkeitswerte

| | | |
|------------|-----|-------------------|
| $f_{0,9k}$ | 21 | N/mm ² |
| $f_{0,5k}$ | 14 | N/mm ² |
| f_{yk} | 24 | N/mm ² |
| f_{tk} | 2,3 | N/mm ² |

Bemessungswerte

| | | |
|------------|-------|-------------------|
| $f_{0,9d}$ | 14,54 | N/mm ² |
| $f_{0,5d}$ | 9,69 | N/mm ² |
| f_{yd} | 16,62 | N/mm ² |
| f_{td} | 1,59 | N/mm ² |

Kombinierte Nachweise

Schub Interaktion $(\sigma_{xz} / k_{sc} \cdot f_{0,9d}) + (\tau_{xy} / f_{0,9d})^2 + (\tau_{yz} / f_{0,9d})^2$ (NA.6.1.5-E1) (6.11)

Biegung (My) $(\sigma_{xy} + k_{sc} \cdot \sigma_{xz}) / f_{0,9d}$ (6.12)

Biegung (Mz) $(k_{sc} \cdot \sigma_{xy} + \sigma_{xz}) / f_{0,9d}$ (6.17)

Biegung (My) und Zug $(\sigma_{xy} / f_{0,9d}) + (\sigma_{xz} / f_{0,9d}) + k_{sc} \cdot (\sigma_{xz} / f_{0,9d})$ (6.18)

Biegung (Mz) und Zug $(\sigma_{yz} / f_{0,9d})^2 + k_{sc} \cdot (\sigma_{xy} / f_{0,9d}) + (\sigma_{xz} / f_{0,9d})$ (6.19)

Biegung (My) und Druck $(\sigma_{xz} / f_{0,9d})^2 + (\sigma_{xy} / f_{0,9d}) + k_{sc} \cdot (\sigma_{xz} / f_{0,9d})$ (6.20)

Biegung (Mz) und Druck $(\sigma_{yz} / f_{0,9d})^2 + k_{sc} \cdot (\sigma_{xy} / f_{0,9d}) + (\sigma_{xz} / f_{0,9d})$ (6.20)

| Bauteil | Querschnittswerte | | | | | | Schnittgrößen | | | | | | Nachweise | | | | | | Maßgebender Nachweis |
|-----------------------------------|-------------------|------------|--------------------------|--|--|--|--|---|---------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|---|---|--|--|--|-----|--|----------------------|
| | Breite cm | Höhe cm | A_d cm ² | Widerstandsmoment Wy cm ⁴ | Widerstandsmoment Wz cm ⁴ | Breite (Torsion) b _T cm | Höhe (Torsion) h _T cm | Torsionsmoment W _T cm ⁴ | Faktor (Glg. 6.15) k _{yk} | Druckkraft N _{yd} kN | Zugkraft N _{zd} kN | Querkraft in Y-Richtung V _{yd} kN | Querkraft in Z-Richtung V _{zd} kN | Torsionsmoment M _{yd} kNm | Moment um Y-Achse M _{zd} kNm | Moment um Z-Achse M _{td} kNm | | | |
| Bundtrom | 18,0 | 24,0 | 432,0 | 1728,0 | 1296,0 | 18,0 | 24,0 | 1733,6 | 1,07 | 43,8 | 0,4 | 21,0 | 0,0 | 8,8 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | | |
| Bundtrom NQ - Strebenanschluss | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 1379,7 | 1,06 | 0,3 | 0,1 | 20,7 | 0,0 | 10,2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | |
| Bundtrom NQ - Säulenschaftschluss | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 1215,4 | 1,05 | 43,8 | 0,4 | 20,8 | 0,0 | 1,7 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | | |
| Bundtrom | 18,0 | 24,0 | 432,0 | 1728,0 | 1296,0 | 18,0 | 24,0 | 1733,6 | 1,07 | 58,9 | 0,9 | 8,9 | 0,0 | 18,4 | 3,2 | 3,2 | 3,2 | | |
| Bundtrom NQ - Strebenanschluss | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 1379,7 | 1,06 | 0,5 | 1,4 | 39,0 | 0,0 | 17,4 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | | |
| Bundtrom NQ - Säulenschaftschluss | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 1215,4 | 1,05 | 58,9 | 0,9 | 8,9 | 0,0 | 18,4 | 3,2 | 3,2 | 3,2 | | |
| Strebe | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 1379,7 | 1,06 | 56,0 | 0,0 | 7,0 | 0,0 | 14,8 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | |
| Strebe NQ - Zungenanschluss | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 889,5 | 1,07 | 56,0 | 0,0 | 7,0 | 0,0 | 14,8 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | |
| Strebe | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 1379,7 | 1,06 | 74,6 | 0,0 | 0,4 | 0,0 | 5,2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | |
| Druckriegel | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 1379,7 | 1,06 | 22,7 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | |
| Druckriegel | 18,0 | 20,0 | 360,0 | 1200,0 | 1080,0 | 18,0 | 20,0 | 1379,7 | 1,06 | 31,4 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | | |
| Säule NQ - Kopfbandschluss | 18,0 | 11,0 | 198,0 | 660,0 | 594,0 | 6,0 | 18,0 | 174,7 | 1,15 | 10,3 | 0,4 | 0,8 | 0,0 | 1,6 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | | |
| Säule NQ - Riegelanschluss | 18,0 | 11,0 | 198,0 | 660,0 | 594,0 | 18,0 | 11,0 | 511,5 | 1,08 | 10,4 | 0,4 | 0,8 | 0,0 | 2,0 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | | |
| Säule NQ - Riegelanschluss | 18,0 | 11,0 | 198,0 | 660,0 | 594,0 | 18,0 | 11,0 | 511,5 | 1,08 | 18,9 | 0,8 | 0,8 | 4,5 | 0,0 | 0,6 | 0,3 | 0,3 | | |
| Säule NQ - Kopfbandschluss | 18,0 | 11,0 | 198,0 | 660,0 | 594,0 | 6,0 | 18,0 | 174,7 | 1,15 | 25,9 | 3,0 | 5,7 | 0,1 | 10,0 | 3,1 | 3,1 | 3,1 | | |
| Säule NQ - Riegelanschluss | 18,0 | 11,0 | 198,0 | 660,0 | 594,0 | 18,0 | 11,0 | 511,5 | 1,08 | 26,1 | 3,0 | 5,7 | 0,1 | 13,4 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | | |
| Säule NQ - Riegelanschluss | 18,0 | 11,0 | 198,0 | 660,0 | 594,0 | 18,0 | 11,0 | 511,5 | 1,08 | 17,6 | 3,0 | 22,7 | 0,1 | 13,4 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | | |

Alle Schnittgrößen aus IK 301

BESTANDTRAGWERK:

| Bauteil | Druck | Zug | parallel zur Faser | parallel zur Faser | Biegung (My) | Biegung (Mz) | Schub aus Vz | Schub aus Vy | Schub aus Yz | Schub aus Xz | Schub aus Torsion | Interaktion | Biegung (My) und Zug | Biegung (Mz) und Zug | Biegung (My) und Druck | Biegung (Mz) und Druck | Maßgebender Nachweis |
|-----------------------------------|-------|-----|--------------------|--------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------------|-------------|----------------------|----------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Bundtrom | 0% | 10% | 31% | 22% | 1% | 46% | 0% | 21% | 42% | 33% | - | - | - | - | - | - | 46% Schub aus Vz |
| Bundtrom NQ - Strebenanschluss | 0% | 0% | 51% | 36% | 0% | 54% | 0% | 29% | - | 51% | - | - | - | - | - | - | 54% Schub aus Vz |
| Bundtrom NQ - Säulenschaftschluss | - | 11% | 9% | 7% | 1% | 49% | 0% | 24% | 20% | 19% | - | - | - | - | - | - | 49% Schub aus Vz |
| Bundtrom | - | 14% | 74% | 60% | 2% | 19% | 0% | 4% | 89% | 74% | - | - | - | - | - | - | 89% Biegung (My) und Zug |
| Bundtrom NQ - Strebenanschluss | - | 0% | 90% | 64% | 4% | 102% | 0% | 104% | 90% | 65% | - | - | - | - | - | - | 104% Schub Interaktion |
| Bundtrom NQ - Säulenschaftschluss | - | 15% | 92% | 72% | 2% | 21% | 0% | 5% | 107% | 87% | - | - | - | - | - | - | 107% Biegung (My) und Zug |
| Strebe | 11% | - | 74% | 52% | 0% | 18% | 0% | 3% | - | 75% | - | - | - | - | - | - | 75% Biegung (My) und Druck |
| Strebe NQ - Zungenanschluss | 12% | - | 90% | 63% | 0% | 21% | 0% | 5% | - | 91% | - | - | - | - | - | - | 91% Biegung (My) und Druck |
| Strebe | 14% | - | 26% | 18% | 0% | 1% | 0% | 0% | - | 28% | - | - | - | - | - | - | 28% Biegung (My) und Druck |
| Druckriegel | 4% | - | 5% | 4% | 0% | 0% | 0% | 0% | - | 5% | - | - | - | - | - | - | 5% Biegung (My) und Druck |
| Druckriegel | 6% | - | 5% | 4% | 0% | 0% | 0% | 9% | - | 5% | - | - | - | - | - | - | 9% Schub aus Torsion |
| Säule NQ - Kopfbandschluss | - | 4% | 13% | 11% | 1% | 3% | 0% | 0% | 17% | 15% | - | - | - | - | - | - | 17% Biegung (My) und Zug |
| Säule NQ - Riegelanschluss | - | 5% | 35% | 23% | 2% | 4% | 0% | 0% | 40% | 31% | - | - | - | - | - | - | 40% Biegung (My) und Zug |
| Säule NQ - Riegelanschluss | 7% | - | 12% | 10% | 4% | 21% | 0% | 5% | - | 13% | - | - | - | - | - | - | 21% Schub aus Vz |
| Säule NQ - Kopfbandschluss | - | 11% | 83% | 73% | 11% | 21% | 31% | 37% | 94% | 83% | - | - | - | - | - | - | 94% Biegung (My) und Zug |
| Säule NQ - Riegelanschluss | - | 14% | 231% | 169% | 14% | 27% | 11% | 21% | 245% | 182% | - | - | - | - | - | - | 245% Biegung (My) und Zug |
| Säule NQ - Riegelanschluss | 6% | - | 231% | 169% | 14% | 108% | 11% | 130% | - | 232% | - | - | - | - | - | - | 232% Biegung (My) und Druck |

