

Think.Wood.Innovation.Collective Research

„Holz-On-Top“

AP2: ERHEBUNG DER KONSTRUKTIVEN RANDBEDINGUNGEN VON GRÜNDERZEITGEBÄUDEN ALS GRUNDLAGE FÜR DIE NACHVERDICHTUNG VON DACHRÄUMEN IN MODULARER HOLZBAUWEISE

holz.bau forschungs gmbh

Dieses Projekt wurde aus Mitteln des Waldfonds, einer Initiative des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft gefördert und im Rahmen des Programms Think.Wood der Österreichischen Holzinitiative durchgeführt.

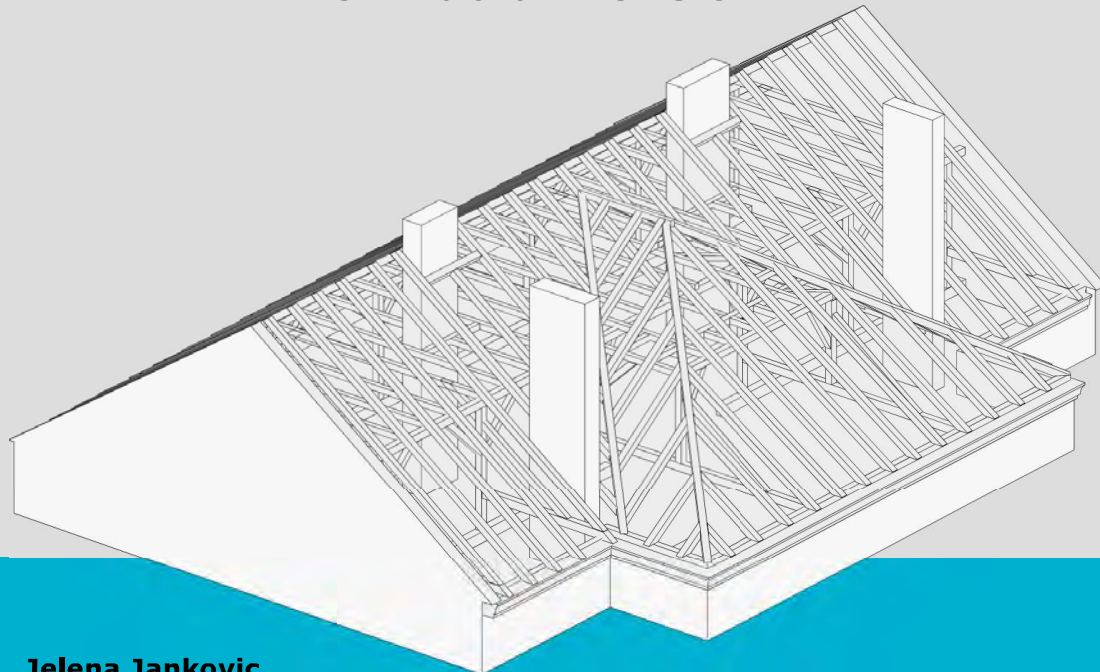
 **Waldfonds**
Republik Österreich

Eine Initiative des Bundesministeriums
für Land- und Forstwirtschaft, Regionen
und Wasserwirtschaft



Erhebung der konstruktiven Randbedingungen von Gründerzeitgebäuden als Grundlage für die Nachverdichtung von Dachräumen in modularer Holzbauweise

M-4-01/2023



Jelena Jankovic
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz



Jelena Janković, BSc

Erhebung der konstruktiven Randbedingungen von Gründerzeitgebäuden als Grundlage für die Nachverdichtung von Dachräumen in modularer Holzbauweise

MASTERARBEIT

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

Eingereicht an der
Technischen Universität Graz

Begutachtung und Betreuung

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

Dipl.-Ing. Dominik Matzler
Holz.Bau Forschungs GmbH

Graz, März 2023

EIDESSTÄTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

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

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

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

An erster Stelle möchte ich mich bei Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer für die freundliche Aufnahme am Institut, die Erteilung des spannenden Themas, kontinuierliche Unterstützung und Förderung sowie die abschließende Begutachtung meiner Masterarbeit bedanken.

Besonders danken möchte ich meinem Betreuer und Kollegen Dipl.-Ing. Dominik Matzler für seine Geduld, die gründlichen Korrekturen, seine freundlichen Ratschläge und die nette Zusammenarbeit.

Für die anregenden und langen Gespräche, seine Geduld und allen Bemühungen danke ich vielmals Herrn Dipl.-Ing. Manfred Augustin.

Außerdem möchte ich mich bei allen anderen Mitarbeitenden des Instituts für Holzbau und Holztechnologie sowie Holz.Bau Forschungs GmbH für die sehr angenehme Arbeitsatmosphäre bedanken und hoffe auf eine gute weitere Zusammenarbeit.

Vielen Dank an Dipl.-Ing. Melanie Wallner sowie Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Bernhard Ungerer für das Korrekturlesen dieser Arbeit.

Der größte Dank aus tiefstem Herzen geht an meine Mutter Vesna, die mir das Studium ermöglicht hat und mich in jedem Moment mit bedingungsloser Liebe und Unterstützung versorgt hat. Ganz besonders möchte ich mich bei meinem Freund Dušan bedanken, der mir immer zur Seite stand und mich ständig mit Rat und Tat unterstützt hat. Ich danke auch meinem Vater Borislav und meinen Brüdern Jan und Aleksa für ihre Ermutigung und Unterstützung.

Nicht zuletzt möchte ich mich bei meinen Kolleginnen und Freundinnen Laura, Melanie, Sabina und Lana für die schöne Studienzeit bedanken.

Kurzfassung

Die Grazer Gründerzeitgebäude prägen durch ihre bauliche Charakteristik das Stadtbild und nehmen einen nicht unwesentlichen Anteil der Innenstadtfläche auf. Ihre Dachräume wurden in erster Linie zum Schutz des Gebäudes vor Witterungseinflüssen errichtet und waren historisch nicht als Wohnraum vorgesehen. Heute stellen diese Dachräume ein großes Potenzial für die Wohnraumschaffung vor dem Hintergrund der zunehmenden Urbanisierung dar. Mit der sogenannten vertikalen Nachverdichtung der bestehenden Gebäude könnte dem stetig wachsenden Zuzug in die bereits dicht besiedelten Ballungsräume entgegengewirkt werden, ohne zusätzlichen Boden zu versiegeln. Der benötigte hochwertige Wohnraum könnte mittels modularen Holzwohnbau geschaffen werden. Nicht erhaltenswerte Dachtragwerke könnten durch geeignete modulare Holzkonstruktionen ersetzt werden, die unter Berücksichtigung der immer wichtiger werdenden Umweltstandards schnell errichtet werden können. Um den neuen Wohnraum in die bestehenden Gründerzeitgebäude zu integrieren, ist das Verständnis der vorhandenen Bausubstanz und der damit verbundenen statisch-konstruktiven Randbedingungen von großer Bedeutung. Diese Arbeit beschäftigt sich mit den Eigenschaften der relevanten Bauteile von Gründerzeitgebäuden in Graz und liefert die statisch-konstruktive Grundlage für eine modulare Nachverdichtung mit Holz. Anhand von fünf erfassten Dachtragwerken in Graz werden weitere konstruktive Randbedingungen ermittelt. Abschließend wird eine Lastaufstellung für ein Gründerzeitgebäude erstellt, welche als Grundlage für die Modellierung und statische Nachweisführung dient.

Abstract

Historic 19th-century buildings in Graz shape the cityscape through their structural characteristics and take up a not insignificant portion of the inner-city area. Their roof spaces were primarily built as a protective layer and were not historically intended as living space. Today, these roof spaces represent a great potential for housing in the midst of increasing urbanisation. With the so-called vertical redensification of existing buildings, the steadily growing migration into already densely populated urban areas could be counteracted without sealing additional soil. The required high-quality living space could be created using modular timber housing. Roof structures that are not worth preserving could be replaced by suitable modular timber constructions that can be built quickly, taking into account the increasingly important environmental standards. In order to integrate the new living space into the existing historic building, it is of great importance to understand the existing building fabric and the associated static-constructive boundary conditions. This work deals with the properties of the relevant structural components of 19th-century buildings in Graz and provides the static-constructive basis for modular redensification with timber. On the basis of five recorded roof structures in Graz, further structural boundary conditions are determined. Lastly, a load calculation for one historic building is provided, which serves as a basis for its further modelling and structural analysis.

Inhaltsverzeichnis

KAPITEL 1: EINLEITUNG UND MOTIVATION	1
KAPITEL 2: RECHTLICHE RAHMENBEDINGUNGEN	3
KAPITEL 3: DAS GRÜNDERZEITHAUS.....	6
3-1	HISTORISCHE GRUNDLAGEN6
3-1.1	Historische Bauvorschriften7
3-1.1.1	Bauordnung der Stadt Graz 1856 [24].....7
3-1.1.2	Bauordnung der Stadt Graz 1867 [24].....8
3-1.1.3	Bauordnung der Stadt Graz 1875 [24].....8
3-1.1.4	Bauordnung der Stadt Graz 1881 [24].....9
3-1.1.5	Gegenüberstellung der Grazer Bauordnungen9
3-2	GEBÄUDEGESTALTUNG IM ÜBERBLICK10
3-2.1	Allgemein10
3-2.2	Der Gründerzeitblock13
3-2.3	Grundrissformen und Gebäudeerschließung13
3-2.4	Vertikale Gestaltung16
3-2.4.1	Bezeichnungen im Schnitt16
3-2.4.2	Bezeichnung der Fassadenelemente18
3-3	KONSTRUKTIONSELEMENTE.....21
3-3.1	Fundament21
3-3.1.1	Bodenart21
3-3.1.2	Streifenfundament22
3-3.1.3	Pfahlgründung22
3-3.1.4	Beurteilung der Tragfähigkeit23
3-3.2	Decken.....24
3-3.2.1	Decke über Kellergeschoss.....25
3-3.2.2	Tramdecke - Zwischengeschosse27
3-3.2.3	Doppelbaumdecke – Dachgeschoss33
3-3.3	Auflager34
3-3.4	Verankerung35
3-3.5	Wände.....36
3-3.5.1	Ziegelmauerwerk37
3-3.6	Kamin / Rauchfang45
3-3.7	Fassadenelemente47
3-3.7.1	Fassadenelemente im Fensterbereich47
3-3.7.2	Gesimse49
3-4	DACHWERK60
3-4.1	Begriffe und Aufteilung60

3-4.1.1	Sparrendach	62
3-4.1.2	Pfettendach.....	63
3-4.1.3	Hybridsysteme	63
3-4.2	Gründerzeitdach.....	64
3-4.3	Verbindungen.....	65
3-4.3.1	Stoßverbindung.....	66
3-4.3.2	Überblattungen.....	67
3-4.3.3	Kämme.....	67
3-4.3.4	Zapfen	67
3-4.3.5	Versätze	68
3-4.3.6	Klauen.....	68
3-4.3.7	Verbindungsmittel.....	68
3-4.4	Dachdeckung	69
KAPITEL 4: BESTANDSANALYSE AUSGEWÄHLTER DACHKONSTRUKTIONEN		70
4-1	ÜBERSICHT DER ERFASSTEN KONSTRUKTIONEN	72
4-2	AUFNAHME 1: LAIMBURGGASSE 19.....	74
4-2.1	Geschichte und Eckdaten.....	74
4-2.2	Dachwerk.....	77
4-2.2.1	Tragstruktur	77
4-2.2.2	Achsensystem	79
4-2.2.3	Verbindungen.....	79
4-2.3	vorgefundene Schäden	82
4-2.3.1	Einmauerung Strebe.....	82
4-2.3.2	freigelegter Dippelbaumbereich.....	82
4-2.3.3	Auswechslung Kamindurchdringung.....	83
4-2.3.4	geringfügige Schrägstellung des Dachwerks	83
4-2.3.5	verschmutzte Bauteile.....	85
4-2.4	Zustandsbeurteilung.....	86
4-2.5	Zusammenfassung und Instandsetzungsmaßnahmen.....	86
4-3	AUFNAHME 2: LEONHARDSTRAÙE 6	88
4-3.1	Geschichte und Eckdaten.....	88
4-3.2	Dachwerk	90
4-3.2.1	Tragstruktur	91
4-3.2.2	Achsensystem	92
4-3.2.3	Verbindungen.....	92
4-3.3	vorgefundene Schäden	95
4-3.3.1	Insektenbefall Mauerbankriegel.....	95
4-3.3.2	Querschnittreduzierung der Stuhlsäule	95
4-3.3.3	klaffende Verbindung	96

4-3.3.4	geringfügiger Wasserschaden.....	96
4-3.4	Zustandsbeurteilung	97
4-3.5	Zusammenfassung und Instandsetzungsmaßnahmen	97
4-4	AUFNAHME 3: HUMBOLDTSTRAÙE 10	98
4-4.1	Geschichte und Eckdaten	98
4-4.2	Dachwerk.....	99
4-4.2.1	Tragstruktur	100
4-4.2.2	Achsensystem.....	101
4-4.2.3	Verbindungen	102
4-4.3	vorgefundene Schäd.....	104
4-4.3.1	Verdrehung des Kehlbalkens.....	104
4-4.3.2	geringfügiger Fäulnisschaden.....	105
4-4.3.3	klaffende Weißschwanzverbindung	105
4-4.4	Zustandsbeurteilung	106
4-4.5	Zusammenfassung und Instandsetzungsmaßnahmen	106
4-5	AUFNAHME 4: CONRAD-VON-HÖTZENDORF-STRAÙE 56.....	107
4-5.1	Geschichte und Eckdaten	107
4-5.2	Dachwerk.....	109
4-5.2.1	Tragstruktur	110
4-5.2.2	Achsensystem.....	111
4-5.2.3	Verbindungen	111
4-5.3	vorgefundene Schäd.....	113
4-5.3.1	Fäulnisschäd..... Mauerbank	113
4-5.3.2	Fäulnisschäd..... Bundtram	114
4-5.3.3	Verdrehung des Kehlbalkens.....	114
4-5.3.4	Verschmutzte Bauteile.....	115
4-5.4	Zustandsbeurteilung	115
4-5.5	Zusammenfassung und Instandsetzungsmaßnahmen	115
4-6	AUFNAHME 5: BERGMANNGASSE 19.....	117
4-6.1	Geschichte und Eckdaten	117
4-6.2	Dachwerk.....	119
4-6.2.1	Tragstruktur	119
4-6.2.2	Achsensystem.....	121
4-6.2.3	Verbindungen	121
4-6.3	vorgefundene Schäd.....	124
4-6.3.1	Lageverschobene Strebe.....	124
4-6.3.2	Lageverschiebung und Fäulnisschaden Sparren.....	124
4-6.3.3	Mauerpfette.....	125
4-6.3.4	Auflager Giebelwand Mittelpfette.....	126

4-6.4	Zustandsbeurteilung.....	127
4-6.5	Zusammenfassung und Instandsetzungsmaßnahmen.....	127
4-7	GEGENÜBERSTELLUNG DER AUFGENOMMENEN OBJEKTEN.....	128
KAPITEL 5: LASTAUFSTELLUNG FÜR EIN GRÜNDERZEITGEBÄUDE.....		132
5-1	DAS GEBÄUDE	132
5-2	LASTAUFSTELLUNG.....	138
5-2.1	Ständige Einwirkungen.....	138
5-2.1.1	Eigengewicht	138
5-2.1.2	Erddruck.....	139
5-2.2	Veränderliche Einwirkungen	141
5-2.2.1	Nutzlast	141
5-2.2.2	Schneelast	141
5-2.2.3	Windlast	142
5-2.3	Außergewöhnliche Einwirkungen	150
5-2.3.1	Erdbeben	150
KAPITEL 6: ZUSAMMENFASSUNG.....		154
ANHANG A VERZEICHNISSE.....		I
A-1	ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....	I
A-2	TABELLENVERZEICHNIS.....	IX
A-3	LITERATURVERZEICHNIS	XII
ANHANG B BESTANDSAUFNAHMEN		I

KAPITEL 1: EINLEITUNG UND MOTIVATION

Die Erhaltung historischer Gebäude, die das Herzstück der europäischen Städte bilden, ihnen ihr unverwechselbares Aussehen verleihen und ihren Bewohnern Lebensraum bieten, wird immer wichtiger. Derartige Gebäude sind ein wesentlicher Bestandteil der Identität einer Stadt oder eines Landes und ein Zeugnis ihrer Vergangenheit. In einigen Fällen sind sie Jahrhunderte alt und haben sich als langlebig und qualitativ hochwertig erwiesen. Die Handwerkskunst und die Baumethoden der Vergangenheit sollten daher nicht in Vergessenheit geraten, sondern erforscht und bewahrt werden. Die Bedeutung der historischen Erhaltung liegt auch in der Schonung der Ressourcen und der Verringerung des CO₂-Fußabdrucks eines Gebäudes.

Die Motivation für diese Arbeit ergibt sich zum einen aus dem Erhaltungsbedarf historischer Gebäude [1] und zum anderen aus der stetig fortschreitenden Urbanisierung. Der Wohnraumbedarf in den bereits dicht besiedelten städtischen Gebieten wächst stetig und stellt Stadtplaner, Architekten und Bauingenieure vor eine Reihe von Herausforderungen. Qualitativ hochwertiger und umweltgerechter Wohnraum soll in relativ kurzer Zeit zur Verfügung gestellt werden.

Der gemeinsame Nenner dieser beiden wichtigen Themen ist Holz, zum einen, weil es einen großen Teil der bestehenden historischen Strukturen ausmacht, zum anderen aber auch, weil es durch sein geringes Eigengewicht und seine ökologischen Vorteile ein optimaler Baustoff für die Nachverdichtung bestehender Bausubstanz ist. Unter vertikaler Nachverdichtung wird in der vorliegenden Arbeit die Schaffung von Wohnraum durch die intensive Nutzung bereits bebauter innerstädtischer Flächen meist durch Dachgeschossausbau oder Aufstockung verstanden. Dabei hat sich der modulare Holzbau als optimale Lösung für viele der oben genannten Herausforderungen erwiesen. Die vertikale Nachverdichtung bietet zusätzlich eine effiziente Nutzung der bestehenden Infrastruktur (wie z.B. Wasserver- und entsorgung, bestehende Verkehrsinfrastruktur) und gilt gesamtheitlich international als nachhaltig. Im Vergleich zu Einfamilienhäusern am Land oder am Stadtrand sind Wohnungen in Ballungsräumen ökologisch besser, denn je kompakter und zentraler ein Lebensraum ist, desto nachhaltiger ist er [2]. Zudem ist die vertikale Nachverdichtung eine wichtige Maßnahme gegen die Bodenversiegelung, die ein immer größer werdendes Problem darstellt.

Ob und wie nachverdichtet wird, hängt vom Zustand und dem Erhaltungswert des jeweiligen Objektes ab. Das Wissen über die bestehende Bausubstanz, ihres Zustandes und ihrer Tragfähigkeit, ist dabei von großer Bedeutung. Um die Entscheidung über eine Nachverdichtung treffen zu können, ist eine detaillierte und fachgemäße Bestandserfassung und Analyse des bestehenden Bauwerks erforderlich.

Ziel dieser Arbeit ist es, die konstruktiven Randbedingungen für eine modulare Nachverdichtung in Holzbauweise von Gründerzeitgebäuden zu analysieren und damit eine Grundlage für die Planung einer Nachverdichtung zu schaffen. Im Falle eines Ausbaues bzw. Aufstockung des Dachgeschosses wird die neue Konstruktion in den Bestand integriert. Dabei soll durch eine integrale Planung eine optimale Lösung aus statisch-konstruktiver, bauphysikalischer und gebäudetechnischer Sicht gefunden werden. Einige dieser Aspekte werden in dieser Arbeit behandelt, wobei der Schwerpunkt auf der statisch-konstruktiven Seite liegt.

In der vorliegenden Arbeit werden einleitend die rechtlichen Rahmenbedingungen im Zusammenhang mit einer Nachverdichtung dargestellt. Dabei wird ein Überblick über die relevanten Gesetze und Vorschriften in Graz gegeben. Den Kern der Arbeit bildet die Analyse und Darstellung der konstruktiven Elemente von typischen Gründerzeitgebäuden auf Basis einer Literaturrecherche und der Analyse der konstruktiven Elemente von ausgewählten Dachkonstruktionen, die mittels Bauaufnahmen aufgenommen wurden. Dabei werden zunächst die allgemeinen Konstruktionsmerkmale typischer Wohngebäude der

Gründerzeit dargestellt. Anschließend wird auf die einzelnen relevanten Bauteile, wie Geschossdecken, Wände, Fundamente etc. näher eingegangen und deren typische Abmessungen, Formen, Ausführungsarten, Materialien etc. behandelt. In der darauffolgenden Bestandsanalyse von fünf ausgewählten Dachkonstruktionen in Graz wird auf typische Konstruktionsmerkmale von Dachgeschossen eingegangen. Hierin werden nacheinander die Dachgeometrie und statische Konstruktion, Kamine, Kniestöcke sowie Verbindungstechnik, Schäden und Instandsetzungsmaßnahmen der jeweiligen Dachkonstruktion dargestellt. Zuletzt wird anhand eines Referenzobjektes die Lastaufstellung für ein Gründerzeitobjekt ermittelt, die als Grundlage für eine Modellierung und Nachweisführung dienen soll.

Mit den dargestellten rechtlichen und konstruktiven Rahmenbedingungen, den fünf Bestandsaufnahmen und Analysen von Dachkonstruktionen und den ermittelten Lasten für ein Referenzobjekt ist eine Grundlage für die Entwurfsplanung von Dachgeschossausbauten bzw. Aufstockungen von Gründerzeitgebäuden in Graz geschaffen.

KAPITEL 2: RECHTLICHE RAHMENBEDINGUNGEN

Bei der Planung einer baulichen Veränderung des historischen Dachstuhls in Graz sind mehrere bau- und denkmalrechtliche Aspekte zu berücksichtigen. Die Entscheidung über einer positiven Bewilligung von einem Abbruch oder Umbau eines Dachstuhls kommt aus dem komplexen Zusammenspiel mehrerer Gesetze, Richtlinien und Verordnungen, wobei die nachfolgenden die rechtliche Grundlage darstellen:

- Grazer Altstadterhaltungsgesetz 2008 [3]
 - Verordnung über die Erhaltung der Dachlandschaft im Schutzgebiet nach dem GAEG [3]
 - Richtlinie für die Dachdeckung in der Grazer Altstadt
 - Verordnung über die Gestaltung von Fenstern im Schutzgebiet nach dem GAEG [3]
- Denkmalschutzgesetz [4]
- Ortsbildgesetz 1977 [5]
- OIB-Richtlinien 1-6 [6]
- Steiermärkisches Baugesetz 1995 [7]
- Steiermärkisches Raumordnungsgesetz 2010 [8]
- 4.02 Stadtentwicklungskonzept Graz [9]
- Räumliches Leitbild der Landeshauptstadt Graz [10]
- 4.0 Flächenwidmungsplan der Landeshauptstadt Graz [11]
- Bebauungsdichteverordnung 1993 [12]
- Steiermärkische Bautechnikverordnung 2020 [13]
- Richtlinien UNESCO-Weltkulturerbe [14]

Aufgrund der komplexen rechtlichen Situation ist für jeden Umbau bzw. Zubau eine Entscheidung im Einzelfall nötig und erfordert eine individuelle Betrachtung. Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die relevanten rechtlichen Rahmenbedingungen gegeben. Eine ausführliche Analyse der baurechtlichen Aspekte beim Dachgeschossausbau in Graz kann in der Diplomarbeit von Fortmüller [15] gefunden werden.

Grazer Altstadterhaltungsgesetz (GAEG)

Das Grazer Altstadterhaltungsgesetz (GAEG) [3] soll für die Erhaltung der Grazer Altstadt „*in ihrem Erscheinungsbild, ihrer Baustruktur und Bausubstanz*“ dienen. Dabei sind schutzwürdige Bauwerke jene, die aufgrund ihrer Bauform und Gestaltungsmerkmale, wie z.B. die Fassade, Gesimse, Fenster, Dachform, Dachneigung usw., für das Stadtbild von Bedeutung sind. Teile des Grazer Stadtgebietes, die „*in ihrer landschaftlichen und baulichen Charakteristik das Stadtbild prägen*“, unterliegen dem GAEG und sind in einem Schutzgebiet definiert. Das Schutzgebiet besteht dabei aus den Zonen I – V (siehe Abbildung 2-1), wobei die Zone I (Kernzone) und Zone II (Pufferzone) zum UNESCO-Weltkulturerbe [16] zählen. Für alle sich im Schutzgebiet befindlichen Gebäude hat die Stadt eine Evidenz des Bestandes zu führen.

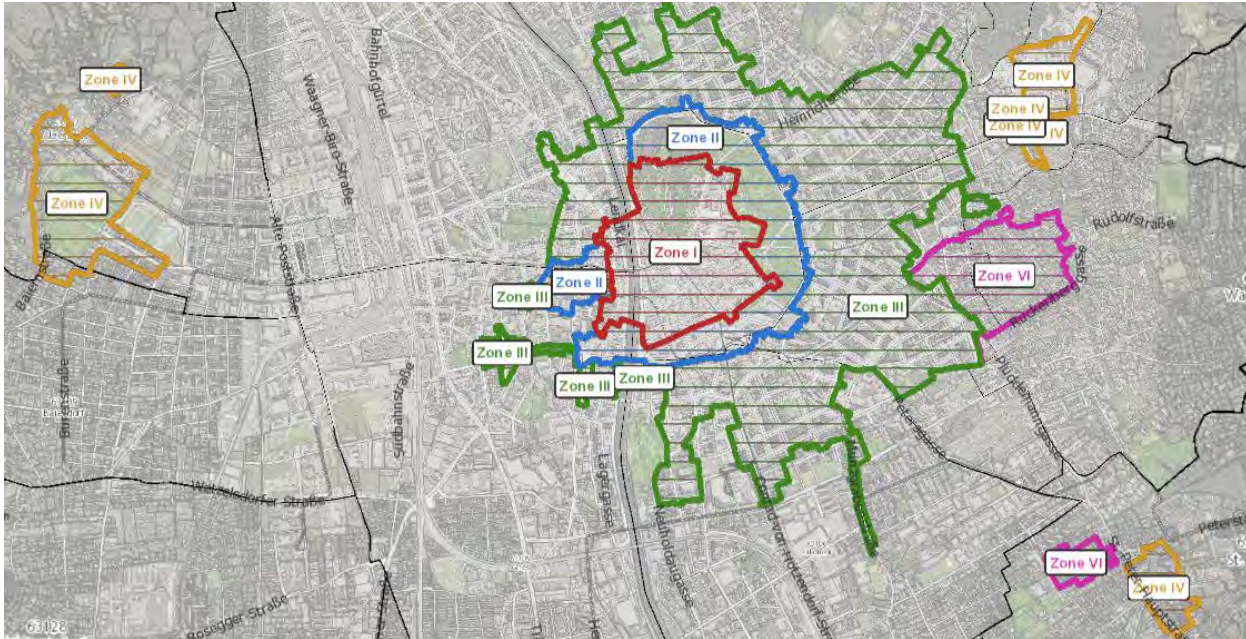


Abbildung 2-1: Schutzgebiet nach dem GAEG [3]

Innerhalb des Schutzgebiets wird von der Grazer Altstadt-Sachverständigenkommission (ASVK) die Entscheidung getroffen, ob ein Gebäude schützenswert ist oder nicht. In Abhängigkeit von dieser Entscheidung, sind schützenswürdige Bauwerke ganz oder teilweise zu erhalten. Falls nachgewiesen wird, dass die Schäden von einem schützenswerten Gebäude technisch nicht behebbar sind und „die wirtschaftliche Unzumutbarkeit trotz Einbeziehung von zugesagten Förderungen gegeben ist“, kann mit einer Bewilligung der Abbruch solcher Gebäude stattfinden. Neu-, Zu- und Umbauten sind mit einer Bewilligung, aber nur wenn sie sich in die Charakteristik des äußeren Erscheinungsbildes des betreffenden Stadtteils einfügen, erlaubt [3].

Denkmalschutzgesetz (DMSG)

Das Denkmalschutzgesetz [4] bezieht sich auf die Erhaltung von Denkmalen – unbewegliche Objekte, von geschichtlicher, künstlerischer oder sonstiger kultureller Bedeutung, deren Erhaltung und Schutz im öffentlichen Interesse liegen. Alle Denkmale sind im Denkmalverzeichnis des Bundesdenkmalamtes (BDA) aufgelistet. Eine Mehrheit der denkmalgeschützten Gebäude in Graz befindet sich in den Schutzzonen I und II nach GAEG [3]. Sollen denkmalgeschützte Gebäude baulich verändert werden, ist zusätzlich zu einer Baubewilligung die Bewilligung durch das Bundesdenkmalamt erforderlich. Bei denkmalgeschützten Objekten steht auch der Innenraum unter Schutz. Unter §4 in [4] ist die Zerstörung oder Veränderung von Denkmalen ohne Bewilligung verboten, wobei auch die vorsätzliche Unterlassung der notwendigen Instandhaltungs- oder Instandsetzungsmaßnahmen ebenfalls als Zerstörung gilt. Mit §5 ist die Bewilligung der Zerstörung oder Veränderung von Denkmalen definiert. Die Zerstörung oder Veränderung eines denkmalgeschützten Objekts ist bewilligungspflichtig, außer wenn Gefahr im Verzug vorhanden ist. Zerstörungen sind zulässig, wenn die Erhaltung aus wirtschaftlichen oder technischen Gründen unzumutbar ist. Veränderungen werden bewilligt, wenn sie das Erscheinungsbild und die künstlerische Wirkung des Objektes nicht wesentlich beeinträchtigen.

Ein wichtiges Werkzeug des Baudenkmalamtes bilden die Standards der Baudenkmalpflege [17]. Sie dienen als ein Orientierungsrahmen für die Erfassung und Erhaltung denkmalgeschützter Objekte in Österreich. Grundsätzlich ist die Veränderung von denkmalgeschützten Dachstühlen nicht zulässig. Wenn eine Änderung jedoch vertretbar ist, muss das historisch-ästhetische Erscheinungsbild erhalten bleiben. Dachwerke, die nicht unter Denkmalschutz stehen, dürfen unter Beibehaltung der ursprünglichen Dachform und -abmessungen erweitert und verändert werden.

Ortsbildgesetz 1977

Das Ortsbildgesetz von 1977 [5] hat den Schutz des äußeren Erscheinungsbildes eines Ortes als Inhalt. Unter Ortsbild versteht man die aus historischen Epochen entstandenen Bauformen und die damit verbundenen Ensembles, die einer Stadt ihr charakteristisches Bild geben. Im Gegensatz zum Denkmalschutzgesetz geht es nicht um den Schutz einzelner Bauwerke, sondern um das Ensemble eines Ortes als Ganzes. Bei der Erhaltung des Ortsbildes besteht daher ein besonderes öffentliches Interesse daran, dass die charakteristischen historischen Gebäude erhalten bleiben und ihre architektonische Qualität nicht beeinträchtigt wird.

Steiermärkisches Baugesetz (Stmk BauG)

Das Steiermärkische Baugesetz (Stmk BauG) [7] gibt die baurechtlichen Definitionen in Bezug auf Dachausbauten an. Bewilligungspflichtige Umbauten sind demnach definiert als die Umgestaltung der bestehenden baulichen Anlage, bei welcher die äußeren Abmessungen nicht wesentlich verändert werden, unter Berücksichtigung „*öffentlicher Interessen*“, wie Brandschutz, Standsicherheit, äußeres Erscheinungsbild und bei überwiegender Erhaltung der Bausubstanz. Bewilligungspflichtige Nutzungsänderungen sind solche, die sich auf „*die Festigkeit, den Brandschutz, die Hygiene und die Standsicherheit*“ von baulichen Anlagen auswirken können oder Nachbarrechte, das Raumordnungsgesetz, Flächenwidmungs- oder Bebauungsplan berühren können. Um einen Dachgeschossausbau durchführen zu können, bzw. eine Bewilligung für die Nutzungsänderung zu erhalten, müssen zuerst die Anforderungen an Aufenthaltsräume gemäß OIB-Richtlinie 3: *Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz* [18], wie z.B. die lichte Raumhöhe von 2,40 m, erfüllt werden. Weiters ist gemäß OIB-Richtlinie 3 bei Aufenthaltsräumen, die zumindest teilweise von geneigten Dachflächen umgrenzt sind, die geforderte Raumhöhe über mindestens die Hälfte der Fußbodenfläche einzuhalten. Dabei werden nur Fußbodenflächen mit einer Raumhöhe von 1,50 m berücksichtigt.

OIB-Richtlinie 1 – Leitfaden

Der Leitfaden der OIB-Richtlinie 1 [19] soll die einheitliche und praxisnahe Handhabung der OIB-Richtlinie 1 unterstützen und beinhaltet Angaben zu der Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Tragwerke. Darin wird die Bestandserhebung als dokumentierte Erhebung des „IST-Gebäudezustandes“ der für die Standsicherheit relevanten Bauteile definiert. Weiters sind die Stufen einer Bestandserhebung festgelegt. In „Stufe 1“ erfolgt eine lokale augenscheinliche Überprüfung des Bestandes; in „Stufe 2“ ist eine augenscheinliche Überprüfung des gesamten Bauwerks durchzuführen. „Stufe 3“ umfasst eine vollständige Erhebung des Bestandes. Dabei sind die wesentlichen Bestandteile einer vollständigen Bestandserhebung aufgelistet: die Erhebung der Fundamente, Wände und Stützen, Mittelwände und Rauchfänge (Kamine), Aussteifungssituation (Zwischenwände, Auswechslungen, Verschließungen), Querschnittsschwächungen (z.B. durch Leitungsführungen, Installationen etc.), Decken und Träger, Dachstuhl und Gesimse (nur soweit diese erhalten bleiben sollen) sowie Haupttreppen.

KAPITEL 3: DAS GRÜNDERZEITHAUS

3-1 HISTORISCHE GRUNDLAGEN

Im Folgenden wird ein umfassender Überblick über die in der Literatur verfügbaren Informationen zu historischen Wohngebäuden des 19. Jahrhunderts gegeben. Besonderes Augenmerk wird dabei auf die Gründerzeitgebäude gelegt, die als weit verbreiteter Altbautyp in Österreich gelten. Um eine Schematisierung für die Planung einer modularen Nachverdichtung zu schaffen, werden die Typologie der Objekte und ihre Konstruktionselemente untersucht. Hierbei werden das restliche Gebäude und die Dachkonstruktion in zwei getrennten Abschnitten behandelt. Für den ersten Teil wird eine Literaturrecherche zum Thema „Baukunst der Gründerzeit“ sowie eine Untersuchung der damaligen Bauvorschriften und Recherchen im Stadtarchiv Graz durchgeführt und nachfolgend dargestellt.



Abbildung 3-1: Ein Zinshaus in Graz [20]

Eine überwiegende Anzahl österreichischer Altgebäude, die heute als erhaltens- und instandhaltungswürdig angesehen werden, stammt aus der Gründerzeit – eine Periode des wirtschaftlichen, politischen und sozialen Wandels Mitteleuropas [21]. Die Märzrevolution von 1848 wird dabei als Auslöser der Phase und somit als Wendepunkt in der Geschichte der städtischen Entwicklung in Österreich gesehen [22]. Zusammen mit der beginnenden Industrialisierung und der wachsenden wirtschaftlichen Prosperität wuchs die Bevölkerung und somit auch der Wohnungsbedarf. Die Errichtung zahlreicher Zinshäuser, die an die Arbeitskräfte vermietet wurden, wurde von privaten Investoren mit dem neuaufgekommenen Kapital finanziert. Das rasante Wachstum und der Wohlstand folgten in den nächsten zwei Jahrzehnten, bis hin zum Börsenkrach im Jahr 1873. Darauf folgte die sogenannte „Große Depression“, die bis 1896 andauerte und durch die Verlangsamung der Stadterweiterungen gekennzeichnet war [21]. In dieser relativ kurzen Zeitspanne entstanden zahlreiche aus heutiger Sicht hochwertige Wohngebäude.

„Dadurch gelten die Stadterweiterungsgebiete des 19. Jahrhunderts, die sogenannten Gründerzeitstädte, ursprünglich Produkte aus Expansionsdruck, Rationalisierung und Profitmaximierung, heute weitgehend als lebenswerte, urbane Wohngebiete der europäischen Kernstädte, die als erhaltens- und sogar nachahmenswert erachtet werden.“ [23]

Zwischen dem Jahr 1840 und 1910 stieg beispielsweise die Einwohnerzahl in Graz von 46.873 auf 151.781 [22].

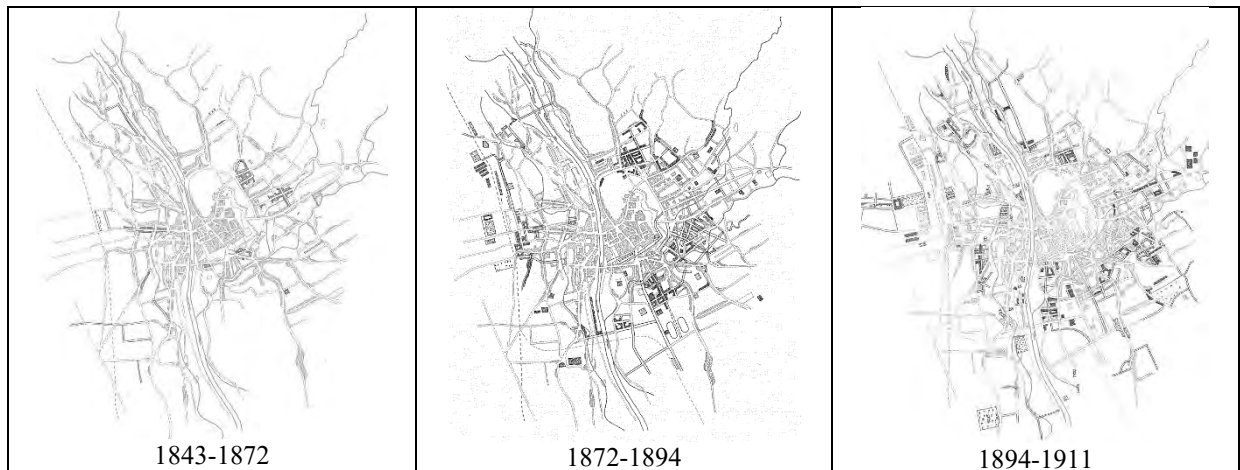


Abbildung 3-2: Stadterweiterung von Graz [22]

Die daraus folgende Stadtentwicklung, bzw. bauliche Aktivität ist der Abbildung 3-2 zu entnehmen.

Um Wohnraum für die schnell wachsende und zu den Städten zuwandernde Bevölkerung zu schaffen, wurden Bautypologien beginnend von den Grundrissformen bis hin zu den einzelnen Bauteilen entwickelt [23]. Auch wenn es damals noch keine Normen im heutigen Sinne gab, folgten die Bauherren dennoch bestimmten Standards und Bauformen. Dementsprechend weisen diese Gebäude ein Konstruktionsmuster auf, das auch ohne spezielle Fachkenntnisse und allein aus dem äußeren Erscheinungsbild zu erkennen ist. Im Folgenden wird versucht, dieses Muster aufzuzeigen, indem auf die Besonderheiten der Konstruktionen aus dieser Zeit eingegangen wird.

3-1.1 HISTORISCHE BAUVORSCHRIFTEN

Um die Wohnbauten der Gründerzeit zu verstehen, ist es hilfreich und empfehlenswert, die Baugesetze dieser Zeit zu analysieren. Stellvertretend werden die Grazer Bauordnungen aus den Jahren 1856, 1867, 1875 und 1881 herangezogen und vorgestellt.

3-1.1.1 Bauordnung der Stadt Graz 1856 [24]

„Baupolizeiliche Anordnungen über die innere Bauart in Absicht auf Festigkeit und Feuersicherheit der Gebäude und die hierbei eintretenden Rücksichten der Gesundheit, des Anstandes und des Geschmackes.“

Da das metrische System in Österreich im Jahr 1871 eingeführt wurde, wurden bei dieser Bauordnung die Maßeinheiten „Klafter, Fuß (Schuh) und Zoll“ verwendet. Eine Umrechnung ist daher erforderlich [25]:

Tabelle 3-1: Umwandlung der Maßeinheiten

alte Maßeinheiten		metrische Einheiten			
1 Klafter	[°]	6 Fuß (Schuh)	[']	1,90	[m]
1 Fuß (Schuh)	[']	12 Zoll	["]	0,316	[m]
1 Zoll	["]			0,0263	[m]

Die wesentlichsten Anforderungen aus der Bauordnung von 1856 waren:

- Vorschriften über die Ziegelerzeugung
- Verbot von Dachgeschosswohnungen aufgrund von Brandschutz
- Standfestigkeit von Gebäuden, Mauerstärken und Maßnahmen zur Erhöhung der Tragfähigkeit
- kontrollierte Ausführung von „soliden Tragwerken“ aus Eisen
- Raumhöhe durfte nicht unter 10 Fuß sein ($\cong 3,16$ m)
- die kleinste Wohnung musste über ein „geräumiges“ Zimmer, einer Kammer und einer Küche verfügen

- Rauchfänge mussten ein Innenmaß von 18 Zoll ($\cong 0,47$ m) und die engeren sog. „russischen Rauchfänge“ ein Innenmaß von 9 Zoll ($\cong 0,24$ m) besitzen
- Mindestbreite der Stiegen von 4 Schuh ($\cong 1,26$ m), Stufenhöhe von maximal 16 cm und Stufentiefe von mindestens 32 cm
- Rauchableitung unter Gesimsen verboten
- Dachrinnen aus Kupfer-, Weiß- oder Zinkblech
- Niveau des Erdgeschossfußbodens mindestens 33 cm vom Straßenniveau [22] [24].

Vorschriften zu Mauerstärken befinden sich in der Tabelle 3-2:

Tabelle 3-2: Mauerstärken lt. Bauordnung Graz 1856 [24]

	Wandtyp		minimale Wanddicke
das oberste Geschoss	Außenwand	Deckenspannweite < 21 Schuh ($\cong 6,6$ m)	1,5 Schuh ($\cong 0,47$ m)
		Deckenspannweite > 21 Schuh ($\cong 6,6$ m)	2 Schuh ($\cong 0,63$ m)
	Mittelwand		1,5 Schuh ($\cong 0,47$ m)
	Giebelwand		1,5 Schuh ($\cong 0,47$ m)
Keller- bzw. Zwischen- geschosse	Außenwand und Mittelwand		Verbreiterung um 6 Zoll ($\cong 0,16$ m) pro Geschoss

3-1.1.2 Bauordnung der Stadt Graz 1867 [24]

Die Bauordnung aus dem Jahr 1867 berücksichtigt die beginnende Stadterweiterung in Graz und gibt die folgenden Vorschriften an:

- maximale Gebäudehöhe von 13 Klafter ($\cong 24,7$ m)
- minimale Raumhöhe von 9 Schuh ($\cong 2,84$ m), mit Gewölbe minimale lichte Höhe von 10 Schuh ($\cong 3,16$ m)
- nicht mehr als 4 Stockwerke waren erlaubt, wobei ein Halbgeschoss (sog. „Mezzanin“) ebenso als ein Stockwerk zählt
- bei der Fassadengestaltung musste der Baustil eingehalten werden
- Dach- und Kellerwohnungen waren erlaubt [22].

3-1.1.3 Bauordnung der Stadt Graz 1875 [24]

Mit dem Gesetz vom 23. Juli 1871 (Reichsgesetzblatt Nummer 16/1872 [26]) wurde das metrische Einheitensystem in Österreich eingeführt. Somit wurden im Entwurf der Grazer Bauordnung 1875 anstelle der bisherigen Maße, die neuen metrischen Einheiten aufgenommen. Dabei wurden folgenden Anforderungen festgelegt:

- maximale Gesamthöhe vom Straßenniveau von 25,0 m
- minimale lichte Raumhöhe von 2,75 m
- das Normalmaß eines Mauerziegels wurde mit $l/b/h = 29,0/14,0/6,50$ cm festgelegt
- Ermittlung der Mauerstärke abhängig von der Belastung der Mauern, des verwendeten Materials, Höhe der Stockwerke und Deckentyp
- Zwischenpfeiler aus Stein, Eisen oder Ziegeln

- Stiegen mit einer minimalen Breite von 1,25 m, mit Stufendimensionen von $b/h = 30,0/15,0$ cm
- Gänge mit minimaler Breite von 1,25 m
- dem Bauherrn wurde überlassen zwischen Tram-, Sturz- oder Dippelbaumdecken zu wählen, wobei im obersten Geschoss ausschließlich eine Dippelbaum- oder massive Holzdecke einzusetzen war
- Auflagerbreite für Dippelbaumdecken von 15,0 cm
- bei hölzernen Decken musste der Fußboden mit einem Polsterholz von der Decke durch eine 3 cm, bei Dachboden zwischen 5 und 8 cm dicke Schuttschicht getrennt werden [24].

Vorschriften zu Mauerstärken befinden sich in der Tabelle 3-3.

Tabelle 3-3: Mauerstärken lt. Bauordnung Graz 1875 [24]

Wandtyp		minimale Wanddicke
Außenwand im obersten Geschoss	Deckenspannweite < 7,0 m	0,45 m
	Deckenspannweite > 7,0 m	0,60 m
Mittelwand		0,60 m
Außenwand und Mittelwand		Verbreiterung um 0,15 m
Trennwand	zwischen Wohnungen	0,30 m
	sonstige	0,15 m

3-1.1.4 Bauordnung der Stadt Graz 1881 [24]

- Vorschriften bzgl. Bebauung (geschlossene Bauweise, Villa, mit oder ohne Vorgarten)
- Verbot von Holzbauten für Wohnzwecke
- Kellerwohnungen unter bestimmten Voraussetzungen erlaubt (lichte Raumhöhe über Straßenniveau von 1,75 m)
- maximal vier Geschosse (ohne Dach- und Kellergeschoss, inkl. Mezzanin)
- Dachwohnungen erlaubt unter „feuersicherer“ Ausführung
- Mindestgröße für Lichthof von 8,0 m²
- falls nicht in geschlossener Bauweise errichtet, 3,0 m Gebäudeabstand.

3-1.1.5 Gegenüberstellung der Grazer Bauordnungen

Die bisher gültigen Bauvorschriften wurden mit wenigen Änderungen weitgehend in die neue übernommen. In Tabelle 3-4 befindet sich ein Vergleich der in Abschnitten 3-1.1.1 - 3-1.1.4 erläuterten Bauordnungen. Die Vorgaben über Mauerstärken können anhand Tabelle 3-2 und Tabelle 3-3 verglichen werden.

Tabelle 3-4: Vergleich der Vorschriften der Grazer Bauordnungen

	1856	1867	1875	1881
max. Gebäudehöhe [m]	-	24,7	25,0	-
min. Raumhöhe [m]	3,16	2,84	2,75	-
Stiegen -Abmessungen b/t/h [cm]	126,0/32,0/16,0	-	125,0/30,0/15,0	-

3-2 GEBÄUDEGESTALTUNG IM ÜBERBLICK

In diesem Abschnitt werden zunächst die allgemeinen Strukturmerkmale von Gründerzeithäusern beschrieben. In weiterer Folge wird auf die sogenannten Gründerzeitblöcke sowie auf die typischen Grundrissformen und die Art der Gebäudeerschließung von Gründerzeitobjekten in Graz eingegangen. Abschließend wird die vertikale Gebäudestruktur behandelt.

3-2.1 ALLGEMEIN

Die zwei- bis viergeschossigen Wohnbauten der Gründerzeit zeichnen sich durch große Räume mit Raumhöhen von bis zu fünf Metern, häufig aufwändig dekorierte Straßenfassaden, hölzerne Dachtragwerke sowie durch ihre hohe handwerkliche Bauqualität aus. Die Wände sind als Vollziegelmauerwerk ausgeführt, die Decken über den Kellern sind massiv (Gewölbe oder Preußische Kappen) und die übrigen Decken sind Holzdecken (Tram- oder Dippelbaumdecken). Die hofzugewandte Fassade von Gründerzeitgebäuden ist schlicht gestaltet, geprägt durch die unregelmäßige Anordnung der Fenster im Grundriss und die kleinen Balkone. Diese Fenster gehören meist zu Räumen mit untergeordneter Bedeutung, wie Küche, Bad und WC. Stiegenhäuser sind meist zentral im Gebäude mit Ausrichtung zum Innenhof angeordnet. Größere Räume, wie Wohn- und Schlafzimmer, liegen meist straßenseitig. Beginnend von der symmetrischen Fenster- und Fassadengestaltung mit horizontal verlaufenden Gesimsen bis hin zur Blockrandbebauung sind eine Symmetrie und Gleichförmigkeit für Gründerzeithäuser besonders charakteristisch.

Um ein besseres Bild der Baustruktur von typischen Gründerzeitgebäuden zu erhalten, wurden 38 Gründerzeitgebäude in Graz analysiert. Anhand ihrer Originalpläne sowie fünf Bestandsaufnahmen ihrer Dachgeschosse wurden allgemeine Konstruktionseigenschaften sowie geometrische Abmessungen abgeleitet. Die erfassten geometrischen Abmessungen sind in Tabelle 3-5 aufgelistet. In Abbildung 3-3 sind anhand eines Gebäudeschnittes die allgemeinen Konstruktionseigenschaften veranschaulicht.

Die untersuchten Gebäude sind nebeneinander in geschlossener Bauweise mit Ausrichtung Straße - Innenhof errichtet. Straßenseitig wurde eine symmetrische Gestaltung der Fassaden und Fenster beobachtet. Auf der Hofseite gibt es oft einen vorspringenden Gebäudebereich, kleinere Fenster und kleine Balkone sowie unbebaute Gärten. Im Grundriss befinden sich Stiegenhäuser entweder im Bereich der Giebelwand oder zentral angeordnet.

Die Gebäude sind von 11,0 – 25,0 m breit und von 11,0 – 15,0 m tief. Sie sind zwei- bis viergeschossig, wobei das Kellergeschoss und das Dachgeschoss nicht mitgezählt werden. Gelegentlich ist das letzte Geschoss als ein Mezzanin ausgeführt, das nach der Grazer Bauordnung aus 1867 [24] auch als ein Geschoss gezählt wird. Erläuterungen zu den Geschossbezeichnungen befinden sich in Abschnitt 3-2.4.1. Die Gesamtgebäudehöhe beträgt zwischen 14,0 – 23,0 m.

Kellergeschosse sind in einer Höhe von 2,50 – 3,00 m ausgeführt. Souterrains haben eine etwas größere Raumhöhe von 3,10 – 3,60 m. Im Erdgeschoss ist eine Raumhöhe von 3,00 – 3,10 m zu sehen. Während Mezzanin, bzw. Attika eine etwas geringere Raumhöhe haben (2,50 – 3,00 m), weisen Beletagen eine deutlich größere Raumhöhe von 3,50 – 4,50 m auf. Die übrigen Zwischengeschosse haben Raumhöhen von 3,10 – 3,30 m. Kniestöcke sind in einer Höhe von 30,0 – 140,0 cm ausgeführt.

Alle Gebäude haben straßen- und hofseitig eine durchgehende tragende Außenwand, deren Dicke pro Geschoss um 15,0 cm zunimmt. Außerdem gibt es eine mittlere, parallel zu den tragenden Außenwänden verlaufende tragende Innenwand. Diese Wand ist oft stärker als die anderen Wände und hat in allen Geschossen die gleiche Dicke. Zudem sind die Wände um das Stiegenhaus ebenfalls tragend und haben eine Dicke von entweder 30,0 oder 45,0 cm. Quer zu den straßenparallelen Wänden befinden sich zwei abschließende Giebelwände, die vermutlich keine tragende Funktion haben, da sie in der Regel über alle Geschosse hinweg die gleiche Dicke, zwischen 30,0 - 55,0 cm, aufweisen. Es wird davon ausgegangen, dass die Decken zur Straße bzw. zum Hof hin gespannt sind und nicht auf den Giebelwänden abgestützt wurden. Die Giebelwand hatte also ausschließlich eine trennende und brandschützende Funktion.

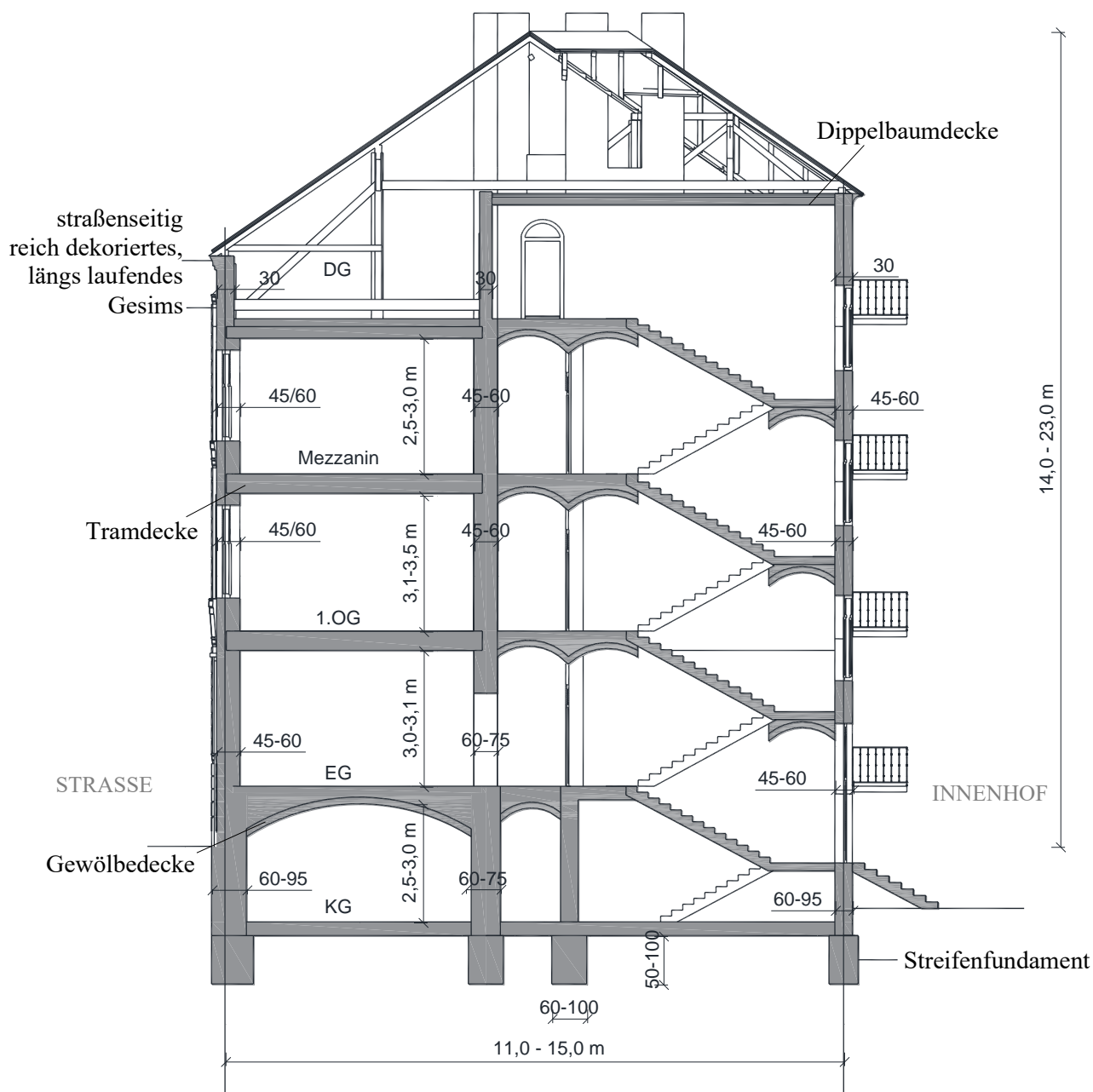


Abbildung 3-3: Schnitt eines Gründerzeitobjektes mit den üblichen Abmessungen

Wandstärken des jeweiligen Geschosses der genannten Wände können in Tabelle 3-5 abgelesen werden. Auf den Originalplänen konnten Streifenfundamente bei allen Gebäuden gesehen werden, die eine Breite von 60,0 – 100,0 cm und eine Höhe von 50,0 – 100,0 cm aufweisen. Im Kellergeschoss, sowie auch unter Stiegenpodesten befindet sich oft eine gewölbte Decke. In Zwischengeschossen befinden sich Tram- und im Dachgeschoss Doppelbaumdecken, mit Gesamtstärken von 35,0 bis 40,0 cm. So wie in Abschnitt 3-1.1 angeführt, wurden Doppelbaumdecken aufgrund ihrer hohen Eigengewichte für die Aufnahme von Trümmerlasten in Dachgeschossen vorgeschrieben. Bei der Bestandsaufnahme wurde festgestellt, dass solche Decken in Dachgeschossen tatsächlich vorhanden sind. Im Bereich der Mittelwand befinden sich oft zwei bis drei Kamine, sowie zwei bis drei weitere Kamine die parallel zu der Giebelwand sind. Die Dachwerke der untersuchten Objekte sind am häufigsten als eine Übergangskonstruktion zwischen Sparren- und Pfettendach ausgeführt. Gelegentlich ist eine reine Pfettendachkonstruktion zu finden. Erläuterungen zu unterschiedlichen Dachkonstruktionen befinden sich in Abschnitt 3-4.

Tabelle 3-5: Geometrische Abmessungen von Gründerzeithäusern in Graz [27]

		Abmessung
Gebäudetiefe¹⁾		11,0 – 15,0 m
Gebäudebreite¹⁾		11,0 – 25,0 m
Gebäudehöhe²⁾		14,0 – 23,0 m
Raumhöhe	Kellergeschoss	2,50 – 3,00 m
	Souterrain	3,10 – 3,60 m
	Erdgeschoss	3,00 – 3,10 m
	Mezzanin/Attika	2,50 – 3,00 m
	Beletage	3,50 – 4,50 m
	Zwischengeschosse	3,10 – 3,30 m
Kniestockhöhe		30,0 – 140,0 cm
Wandstärke Kellergeschoss	Außenwände	60,0 – 95,0 cm
	mittlere Wand	60,0 – 75,0 cm
	Wände - Stiegenhaus	45,0 – 60,0 cm
	Giebelwand	30,0 – 55,0 cm
Wandstärke Erdgeschoss	Außenwände	45,0 – 60,0 cm
	mittlere Wand	45,0 – 60,0 cm
	Wände - Stiegenhaus	30,0 – 45,0 cm
	Giebelwand	45,0 cm
Wandstärke Zwischengeschosse	Außenwände	45,0 – 60,0 cm
	mittlere Wand	45,0 – 60,0 cm
	Wände - Stiegenhaus	30,0 – 45,0 cm
	Giebelwand	45,0 cm
Wandstärke Dachgeschoss	Außenwände (Kniestock)	30,0 cm
	Giebelwand	30,0 – 45,0 cm
Streifenfundament		b/h = 60,0 – 100,0/ 50,0 – 100,0 cm

¹⁾ Achsabstand... ²⁾ Die Gebäudehöhe konnte nur anhand fünf aufgenommener Dachgeschosse festgestellt werden

3-2.2 DER GRÜNDERZEITBLOCK

Wie bereits in Abschnitt 3-1 erläutert, musste in dieser Zeit, aufgrund des raschen Bevölkerungswachstums der Bedarf an Wohnraum schnell gedeckt werden. Aus diesem Grund wurden die vorhandenen Grundstücke bestmöglich ausgenutzt. So wurden die Gebäude dicht aneinander in geschlossener Bauweise errichtet, was zu den sogenannten Blockrandquartieren führte, wie sie in Abbildung 3-4 am Beispiel des Herz-Jesu-Viertels in Graz dargestellt sind.

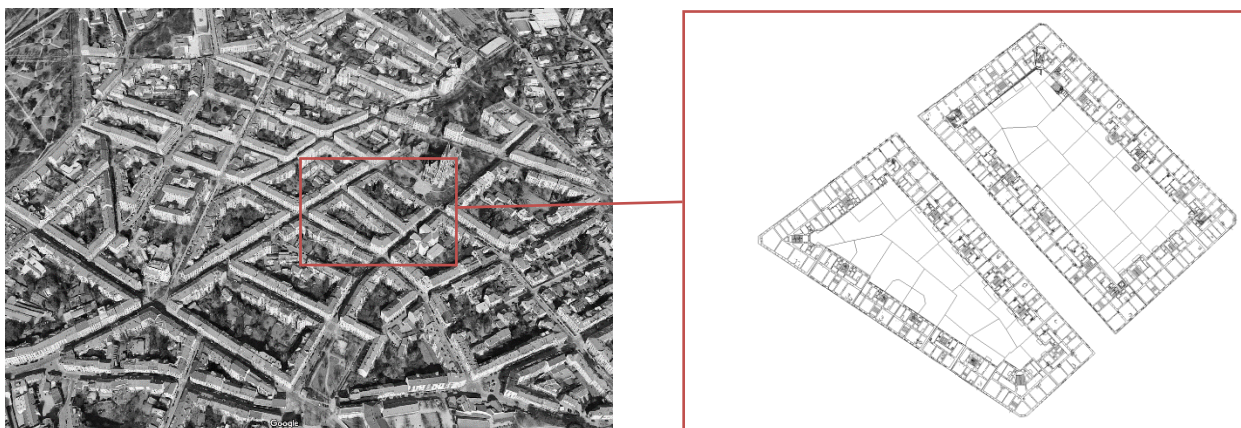


Abbildung 3-4: Blockrandbebauung Herz-Jesu Viertel in Graz [28]; rechts: Blockrandquartier in Herz-Jesu Viertel [23]

Neben der Maximierung des neugeschaffenen Wohnraums entstand so ein kompaktes und harmonisches Straßenbild, wie es für die Blockrandbebauung der Gründerzeitblöcke charakteristisch ist. Da die Grundrissform durch die Straßenführung vorgegeben war, wurden die Gebäude an den Straßenkreuzungen häufig als spitz- bzw. stumpfwinklige Eckgebäude ausgeführt. Dies hat zur Folge, dass die Eckgebäude oft unregelmäßige Grundrisse aufweisen, während in den Regelbereichen typische Grundrissarten zu erkennen sind.

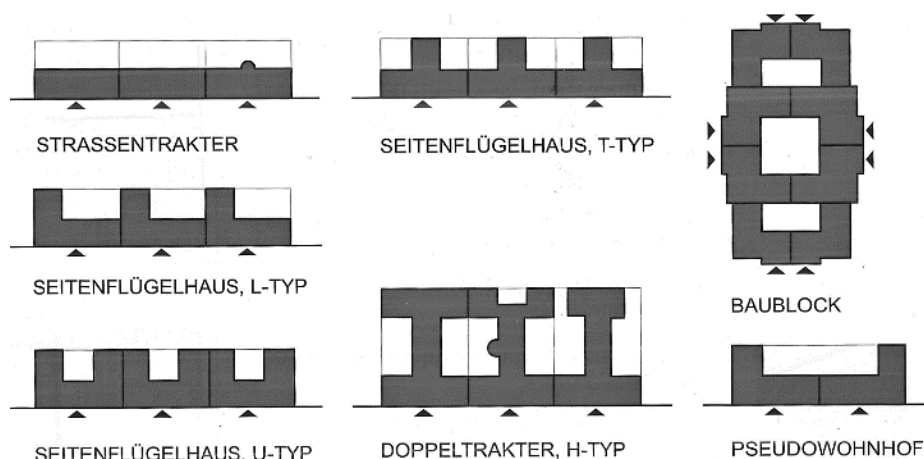


Abbildung 3-5: Mögliche Bauformen von Gründerzeithäusern [29]

Die Abbildung 3-5 zeigt die möglichen Bauformen von Gründerzeithäusern. In Graz ist die als „Strassentrakter“ bezeichnete Bauform häufig zu finden.

3-2.3 GRUNDRISSEFORMEN UND GEBÄUDEERSCHLIEßUNG

Hinsichtlich der Grundrissgestaltung und der damaligen Gebäudenutzung lassen sich Gründerzeitgebäude in zwei Hauptgebäudetypen unterscheiden: das Innenstadtpalais und das Zinshaus. Am Beispiel des Palais Kottulinsky in Graz (siehe Abbildung 3-6) ist das sogenannte Innenstadtpalais, bzw. das bürgerliche Wohnhaus [29] dargestellt. Charakteristisch für diese Gebäude sind große Zentralflurgrundrisse, repräsentative Räume sowie vergleichsweise ein höherer Ausbaustandard [29].

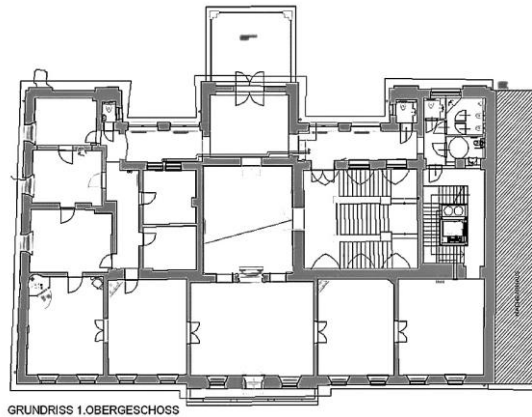


Abbildung 3-6: *Palais Kottulinsky, Beethovenstraße 9, Graz; links; Gebäudeansicht [30]; rechts: Grundriss des 1. Obergeschosses [31]*

Im Gegensatz dazu wurden Mietkasernen oder Zinshäusern (siehe Abbildung 3-6) kompakter gebaut, mit einer hohen Ausnutzung des vorhandenen Grundstücks [29].

Im Zusammenhang mit Aufstockungen sind typische Gründerzeitgebäude von Bedeutung. Diese Arbeit wird sich auf die Analyse der Zinshäuser beschränken, da diese den Großteil der Gründerzeitobjekte ausmachen und auch heute noch überwiegend zu Wohnzwecke genutzt werden.

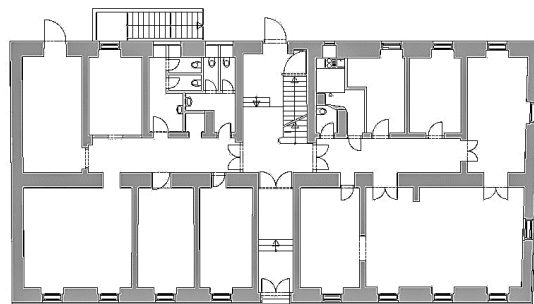


Abbildung 3-7: *Zinshaus, Elisabethstraße 27, Graz; links; Gebäudeansicht [32]; rechts: Grundriss des 2. Obergeschosses [31]*

Im Rahmen der Dissertation von Ida Pirstinger [23] wurde ein Referenzquartier im Grazer Herz-Jesu-Viertel analysiert. Zwei Blöcke mit 28 Gebäuden wurden hinsichtlich ihrer Grundrisstypologie untersucht. Darüber hinaus wurden im Rahmen der vorliegenden Masterarbeit fünf weitere Gründerzeithäuser in Graz untersucht. Deren Originalpläne wurden aus dem Stadtarchiv Graz ausgehoben. Darüber hinaus wurden im Rahmen einer laufenden Masterarbeit 33 weitere Grundrisse von zwei Gründerzeitblöcken im Grazer Bezirk Jakomini analysiert. Auf der Basis der insgesamt 66 vorhandenen Grundrisse konnten drei typische Grundrissformen identifiziert werden:

- Typ 1: rechteckiger Grundriss (mit Differenzierung der Lage des Stiegenhauses)
- Typ 2: rechteckiger Grundriss mit einem hofseitig vorspringenden Bereich und zentralem Gang und Stiegenhaus
- Typ 3: Eckgebäude mit zentralem Stiegenhaus.

Diese Grundrissformen sind in Abbildung 3-8 und Abbildung 3-9 dargestellt. Alle Grundrisse weisen zwei tragende Außenwände und eine tragende mittlere Innenwand auf. Die übrigen Innenwände haben lediglich eine raumtrennende und aussteifende Funktion. Zudem haben alle Gebäude zwei Giebelwände, die quer zu den tragenden Wänden stehen. Alle Gebäude haben eine „Straße – Innenhof“-Ausrichtung, wobei der Haupteingang an der Straßenseite und das Treppenhaus an der Hofseite liegt. Außerdem haben alle Gebäude an die Mittelwand angeschlossene und quer dazu verlaufende Kamine.

Typ 1-A: rechteckiger Grundriss mit zentralem Gang und Stiegenhaus

Typ 1-B: rechteckiger Grundriss mit seitigem Gang und Stiegenhaus

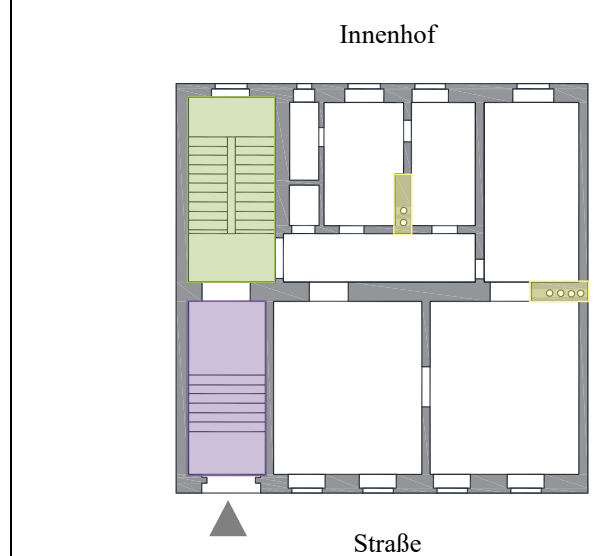
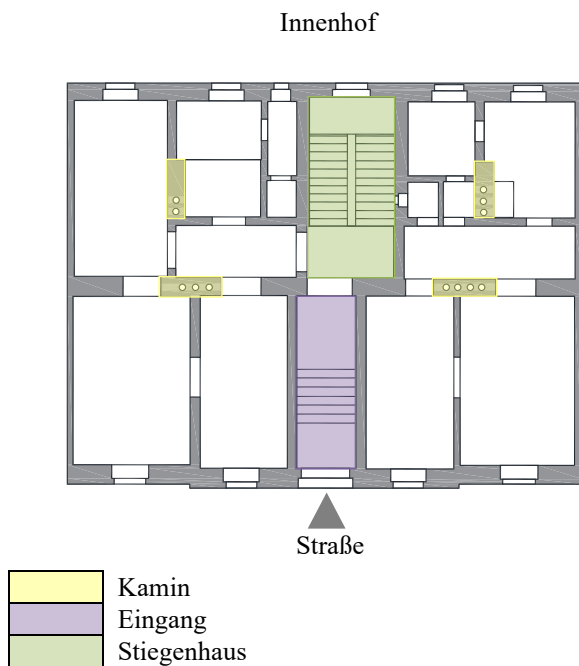


Abbildung 3-8: Typische Grazer Grundrissformen – Typ 1-A und Typ 1-B

Die in Abbildung 3-8 dargestellten Grundrissformen sind rechteckige Grundrisse. Sie unterscheiden sich durch die Lage des Stiegenhauses, das bei Typ 1-A in der Gebäudemitte und bei Typ 1-B an einer Giebelwand angeordnet ist.

Typ 2: rechteckiger Grundriss mit einem hofseitig vorspringenden Bereich und zentralem Gang und Stiegenhaus

Typ 3: Eckgebäude mit zentralem Stiegenhaus

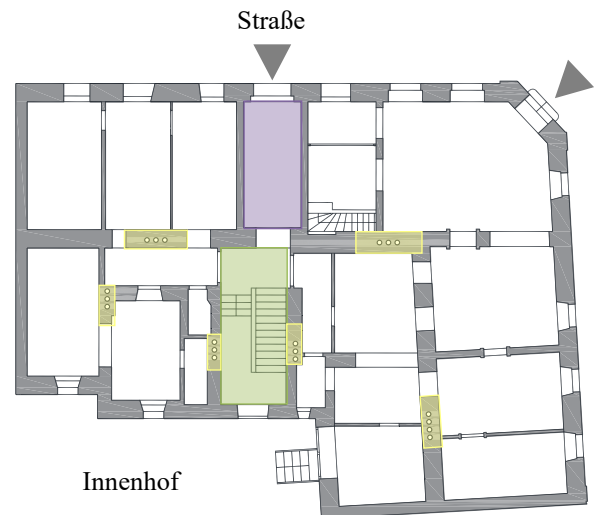
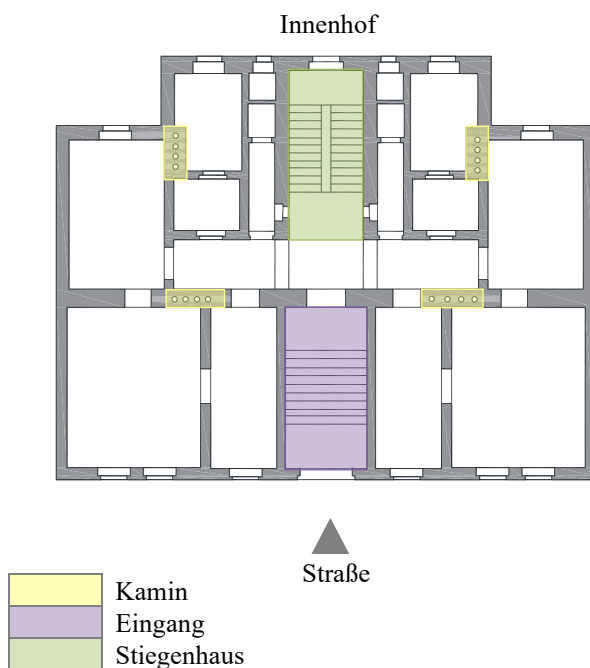


Abbildung 3-9: Typische Grazer Grundrissformen – Typ 2 und 3

Die Abbildung 3-9 zeigt einen rechteckigen Grundriss mit einem hofseitig vorspringenden Bereich (Typ 2) und einem Eckgebäude (Typ 3). Beide verfügen über ein zentrales Stiegenhaus und einen zentralen Gang. Wie im Abschnitt 3-2.2 erwähnt, hatten Eckgebäude oft unterschiedliche Grundrissformen und Abmessungen, welche durch die Straßenführung vorgegeben war.

3-2.4 VERTIKALE GESTALTUNG

Die Motivation, historische Gebäude zu erhalten, lässt sich mit vielen Argumenten begründen. Unter anderem sind Gründerzeitgebäude Zeugen der Vergangenheit (kulturelles Erbe) und zeigen uns, wie Menschen in der Vergangenheit gelebt und gearbeitet haben. Darüber hinaus hat die architektonische Gestaltung dieser Gebäude einen ästhetischen Wert, da sie sich harmonisch in die Umgebung einfügen. Daher ist es wichtig, sich im Zuge einer Aufstockung eines Gründerzeitgebäudes mit der Terminologie im Schnitt und den architektonisch vielfältigen Fassadenelementen auseinanderzusetzen.

3-2.4.1 Bezeichnungen im Schnitt

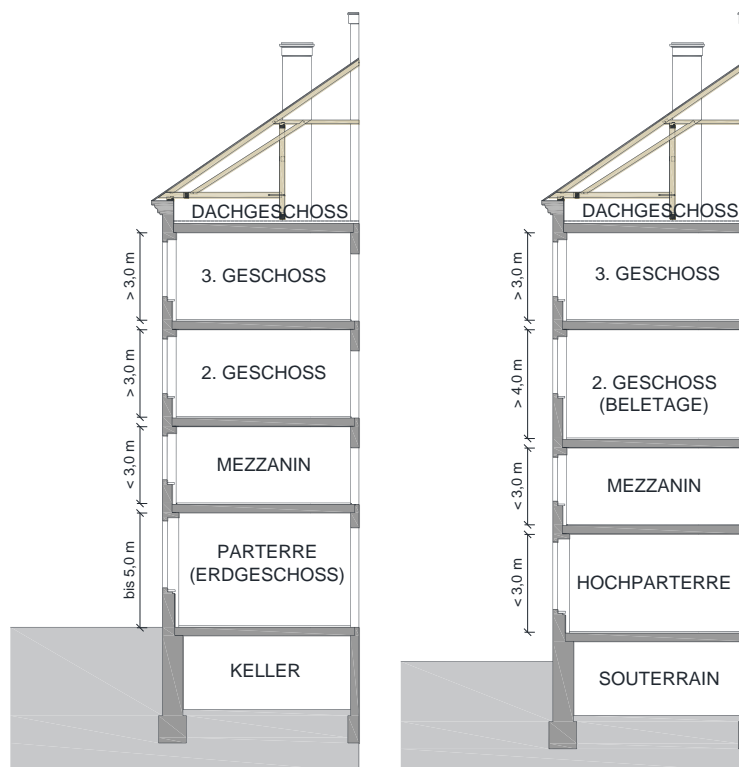


Abbildung 3-10: Geschossbezeichnungen und typische Raumhöhen von Gründerzeitgebäuden [29]

Wie bei den Grundrissformen (siehe Abschnitt 3-2.3) lässt sich auch bei der vertikalen Gestaltung der Gründerzeitgebäude eine Regelmäßigkeit erkennen. Im gesamten deutschsprachigen Raum sind diese mit zwei bis sechs Geschossen zu finden [33]. Auf Basis der vorliegenden Grundrisse lässt sich jedoch feststellen, dass die Mehrzahl der Grazer Gründerzeithäuser zwischen zwei und vier Geschossen hat.

Dabei können für die vertikale Gliederung im Schnitt folgende Begriffe definiert werden:

- **Souterrain** bzw. **Tiefparterre** ist die Bezeichnung für einen Keller, der nicht vollständig unter der Erde liegt und als Wohn- oder Aufenthaltsraum genutzt wurde.
- **Hochparterre** ist ein Geschoss, das in der Regel nicht ebenerdig, sondern höher als das Straßenniveau liegt.
- **Mezzanin** ist die Bezeichnung für ein Halb- oder Zwischengeschoss, das sich durch eine geringere Höhe von den übrigen Geschossen unterscheidet. Solche Zwischengeschosse finden sich entweder als letztes Geschoss ohne Dachschräge (Attikageschoss) oder zwischen Erdgeschoss und erstem Obergeschoss.

- Die **Beletage** ist das Geschoss mit der größeren Raumhöhe und ist an der Fassade oft aufwändiger gestaltet. Die Beletagen waren die besonders gut ausgestatteten und von den Hauseigentümern bevorzugten Geschosse. In einigen Fällen gehörten mehr als ein Geschoss zu dieser Kategorie.
- **Dachgeschoss** ist das oberste Geschoss, damals hauptsächlich als Lagerraum und nicht als Wohnraum genutzt.

Abbildung 3-10 zeigt typische Schnitte von Gründerzeitgebäuden mit den oben definierten Begriffen. Auf der linken Seite der Abbildung 3-10 ist ein Schnitt durch ein Gebäude dargestellt, dessen Erdgeschoss auf Straßenniveau liegt und somit dieses barrierefrei erschlossen werden kann. Auf der rechten Seite ist ein Gebäude mit einem Souterrain (Tiefparterre) und einem Hochparterre dargestellt. Ein Zwischengeschoss (Mezzanin) zwischen Erdgeschoss und erstem Obergeschoss, wie oben dargestellt, konnte für den Standort Graz in den ausgehobenen Bestandplänen aus dem Stadtarchiv Graz nicht vorgefunden werden.

3-2.4.2 Bezeichnung der Fassadenelemente

Viele Fassadenelemente haben eine aufwendige Form und kragen teilweise aus. Im Zuge einer baulichen Maßnahme ist das Wissen um ihre Montage und deren Verbund mit dem Mauerwerk, um Schäden zu vermeiden, von Bedeutung.

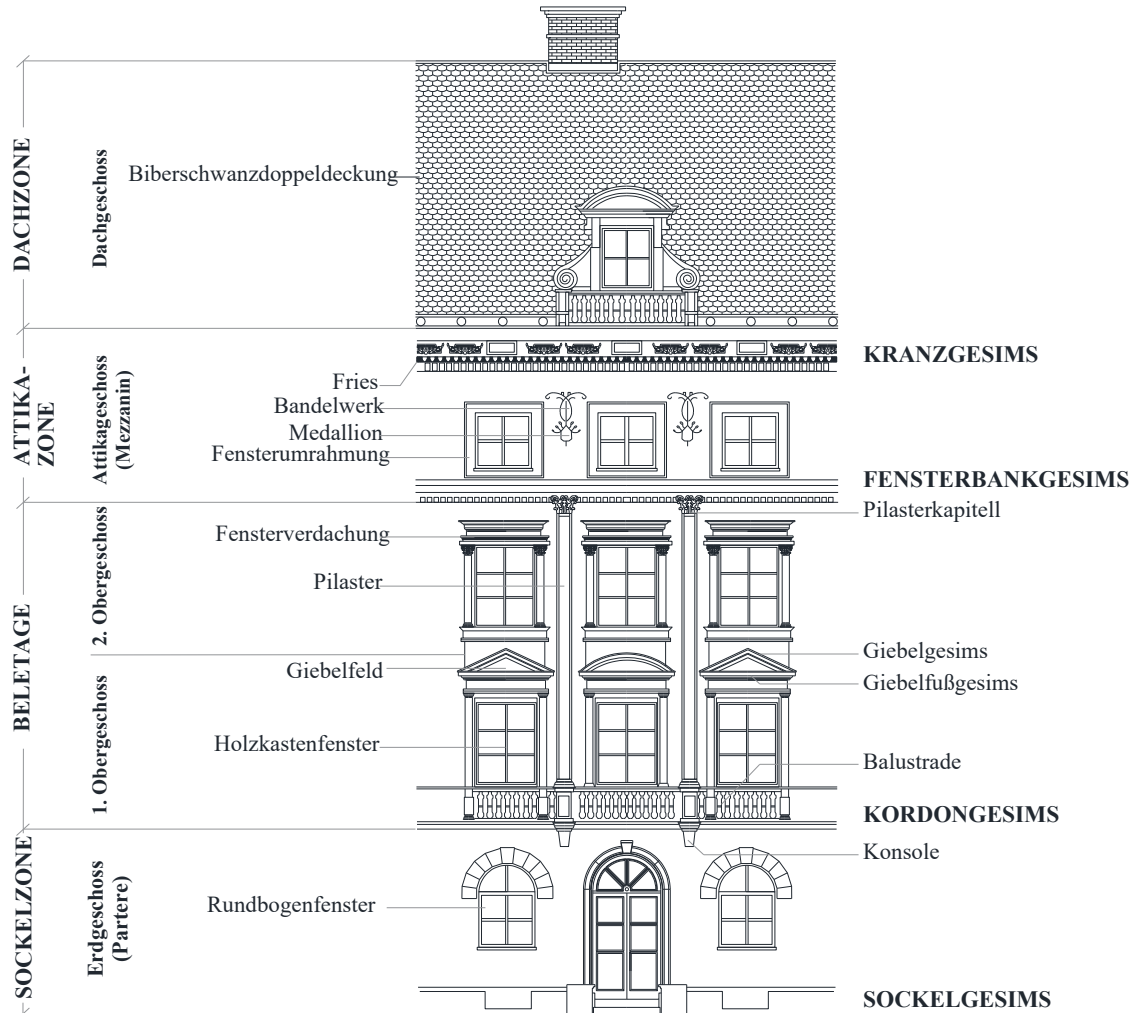


Abbildung 3-11: Fassade eines Gründerzeitgebäudes [34]

Im Folgenden wird auf die in Abbildung 3-11 dargestellten Fassadenelemente eingegangen. Ihre jeweiligen konstruktiven Randbedingungen werden in Abschnitt 3-3.7 behandelt.

Gesimse – horizontale Gliederung

Unter Gesimse werden Bauteile verstanden, die zum oberen Abschluss oder zur horizontalen Gliederung von Geschossen, Mauern, Pfeilern oder Säulen dienen [35]. Dabei können diese in Haupt-, Kordon-, Fuß-, Giebel- und Fensterbankgesimse unterschieden werden. Je nach Lage am Bauwerk, wie in der Abbildung 3-11 dargestellt, unterscheidet man bei Gründerzeitgebäuden:

- **Kranzgesims (Haupt-, Dachgesims)** ist das oberste und zwischen Wand und Dach abschließende Gesims, oft dekoriert mit Ornamenten und versehen mit Feldern oder Dachluken [36]. Häufig hat es eine große Auskragung und wird durch Konsolen abgestützt [37].
- **Fensterbankgesims** bezeichnet ein Gesims, das unter einer Reihe von Fensterbänken verläuft.
- **Kordon-, Gurt- oder Stockwerkgesims** ist ein Teil der Fassade, der die Geschosse visuell abtrennt. Oft befindet sich dieses Gesims auf der Höhe der Decke und verkleidet die Auflager.

- **Fuß-, Sockelgesims** deckt die Sockeloberkante ab und bildet somit den oberen Abschluss des Sockels.
- Bei dem **Giebelgesims** handelt es sich um ein den Schenkel des Giebels begleitendes Gesims. Am Giebelfuß befindet sich das horizontal verlaufende Giebelfußgesims.

Die konstruktive Ausführung der Gesimse ist im Abschnitt 3-3.7.2 erläutert.

Fries

Im Anschluss zu dem waagerechten Gesims befindet sich oft der Fries – horizontaler, glatter oder ornamentierter Streifen, der einer Abgrenzung der Teile des Bauwerks oder der Fassade dient [37] (siehe Abbildung 3-11).

Fassadenbereich Mezzanin (Erdgeschoss, Sockelzone und Attikageschoss)

Wie in Abschnitt 3-2.4.1 erläutert, kann ein Mezzanin entweder als letztes Geschoss (Dachgeschoss) oder über dem Erdgeschoss liegen. Wenn über dem Erdgeschoss, ist es oft optisch mit dem Erdgeschoss zusammengezogen, wodurch sie gemeinsam eine hohe Sockelzone bilden. Im Fassadenbereich eines Mezzanins findet man weniger Schmuckelemente und gelegentlich kleinere, weniger dekorierte Fenster, meist nur mit einer Umrahmung.

Fassadenbereich Beletage

Die Definition der Beletage befindet sich in Abschnitt 3-2.4.1. Der Fassadenbereich einer Beletage zeichnet sich durch hohe Fenster und aufwendige Verzierung aus. Dabei verfügen die Fenster oft über eine Fensterverdachung, oder Giebfeldern mit Giebel- und Giebelfußgesimsen, wie in Abbildung 3-11 dargestellt. Um die Fenster findet man oft Pilaster mit Pilasterkapitellen sowie eine Balustrade (siehe Abbildung 3-11).

Die Balustrade ist als „*ein aus Balustern (Docken) gebildetes durchbrochenes Geländer an Treppen, Brücken, Balkonen...*“ definiert. Unter Pilaster wird ein tragender oder nichttragender, in Mauerverbund eingebauter Pfeiler verstanden, oft mit einer Basis und einem Kapitell [38].

Gehörten mehrere Geschosse zur Beletage, wurden sie als eine Einheit betrachtet und durch Gesimse von den übrigen Geschossen getrennt [36].

vorspringende Fassadenelemente und Dekorelemente

Vorspringende Fassadenelemente sind ein charakteristisches Merkmal von Gründerzeitgebäuden. Im Folgenden werden einige beschrieben.

- **Konsole** ist in Abbildung 3-11 dargestellt und sie ist als ein vorspringendes tragendes Element unter Gesimse, Balkonen und Erkern definiert [37].
- **Erker**

Die Abbildung 3-12 zeigt einen Erker eines Gründerzeitgebäude in Graz. Der Erker ist definiert als „*geschlossener Ausbau an der Fassade oder Hausecke. Er ist meist ohne Verbindung mit dem Erdboden, kann aber über mehrere Stockwerke reichen*“ [37].



*Abbildung 3-12: Erker des Gebäudes in
Elisabethstraße 35, Graz*

- **Risalit**
Aus dem italienischen *risalto*, oder „Vorsprung“, auch Avant-corps von französisch „vor dem Körper“. Der Risalit ist ein hervorspringender Gebäudebereich, der im 19. Jh. hauptsächlich einer Fassadengliederung gedient hat. In Abhängigkeit von seiner Position unterscheidet man zwischen Mittel-, Seiten- oder Eckrisalit.
- **weitere Dekorelemente**



Abbildung 3-13: diverse Fassadenelemente von Gründerzeithäusern in Graz

In Abbildung 3-13 sind folgende Dekorelemente dargestellt:

1. Eine **Bekrönung** findet man häufig über Portalen, Türen und Fenstern, unter Verdachungen oder in Giebelfeldern.
2. **Bandelwerk** ist als „eine aus lebhaft geschwungenen Bandformen gebildete Dekoration“ definiert [38].
3. **Medaillon** ist ein rundes oder ovales Ornament, das oft eine bildliche Reliefverzierung enthält.
4. Mit **Atlanten** wird „eine meist überlebensgroße männliche Gestalt, die anstelle einer tektonischen Stütze das Gebälk oder den Balkon trägt“ bezeichnet. Die **Karyatide** ist „Mädchen- bzw. Frauengestalt, die anstelle tektonischer Stützen ein Gebälk trägt“ [37].
5. **Kartusche** ist ein ornamentierter Zierrahmen.
6. **Rosette** ist eine „stilisierte rosenförmige Verzierung“ [37]

3-3 KONSTRUKTIONSELEMENTE

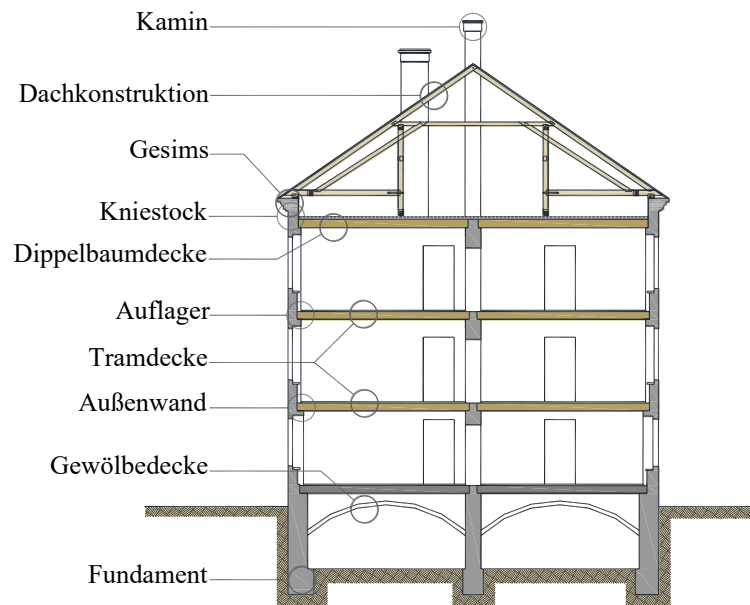


Abbildung 3-14: Konstruktionselemente eines Gründerzeithauses

Die Kenntnis der gründerzeitlichen Bausubstanz ist notwendig für die statisch-konstruktive, bauphysikalische, sowie gebäudetechnische Planung von zukünftigen An- oder Umbauten. Im Rahmen der statisch-konstruktiven Planung ist eine ausreichende Tragfähigkeit des Bestandes sicherzustellen. Ist diese nicht gegeben, sind Verstärkungsmaßnahmen vorzunehmen. Im Folgenden werden die typischen Ausführungsarten der einzelnen Konstruktionselemente (siehe Abbildung 3-14) analysiert und dargestellt.

3-3.1 FUNDAMENT

Für die Planung einer Aufstockung können die Fundamente von Bestandsbauten eine Herausforderung darstellen, da sie zusätzlich zu den Lasten aus der bestehenden Konstruktion die neuen Lasten aus der Aufstockung aufnehmen müssen. Ob sie dazu in der Lage sind, hängt von der Art der Gründung, dem Baugrund und dem Zustand der Fundamente ab [39]. Zudem sind sie oft nicht leicht zugänglich, was ihre Beurteilung erschwert.

In der Gründerzeit wurden für Wohnbauten grundsätzlich entweder Flach- (Streifenfundament) oder Tiefgründungen (Pfahlgründungen) eingesetzt. Für die Auswahl und Dimensionierung der Fundamente war die Bodenart der entscheidende Faktor [40].

3-3.1.1 Bodenart

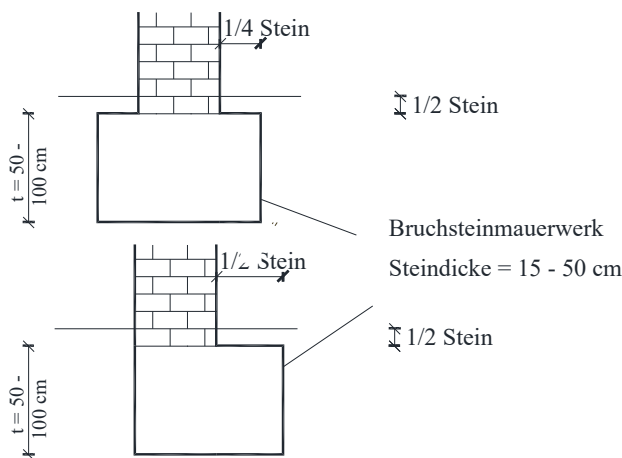
Der Boden war entweder „gut“, „minder gut“ oder „schlecht“ [40] [41].

- Als „**guter Baugrund**“ wurden Fels, Sand, Kies oder fester und trockener Lehm und Ton mit einer Tiefe von rund 3,00 – 5,00 m betrachtet.
- Zu „**minder gutem Baugrund**“ gehören Lehm und Ton in lockerem und trockenem Zustand.
- „**Schlechter Baugrund**“ waren feiner Sand, nasser Lehm und Ton sowie Humus [40] [41].

Beim „guten“ Baugrund hat man im Wohnbau grundsätzlich Streifenfundamente eingesetzt. Dahingegen mussten bei „minder gutem“ Boden abgetreppte Streifenfundamente, bzw. bei „schlechtem“ Boden Pfahlgründungen verwendet werden. Im Folgenden werden diese Hauptarten in Hinsicht auf ihre Ausführung, die verwendeten Baustoffe und Dimensionierung dargestellt.

3-3.1.2 Streifenfundament

a) „guter“ Baugrund



b) „minder guter“ Baugrund

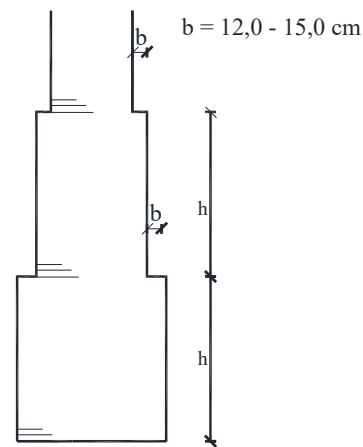


Abbildung 3-15: Beispiele der Streifenfundamente von Gründerzeithäusern [35] [40]

Das Streifenfundament (historische Bezeichnung: Bankette oder Bankett) war für Wohngebäuden der Gründerzeit die am häufigsten angewandte Gründungsart [42] [40]. In Abhängigkeit von der Baugrundqualität sind entweder gewöhnliche oder abgetreppte Streifenfundamente zum Einsatz gekommen. Beide sind in Abbildung 3-15 dargestellt. Die gewöhnlichen Streifenfundamente sind auf der linken Seite der Abbildung 3-15 dargestellt und sie sind für „gute“ Bodenarten geeignet. Rechts ist die abgetreppte Variante dargestellt. Einerseits wurden sie verwendet, um Steine zu sparen, andererseits aber auch, weil sie in dieser Form besser für weniger tragfähigen Untergrund geeignet waren.

Als Baustoffe wurden überwiegend Natursteine verwendet, künstliche Ziegel galten vor 1900 als ungeeignet. Zum Verbinden der Steine wurden meist Lehmörtel aus der Baugrube oder Kalkmörtel mit geringer Kalkzugabe verwendet [42]. Bei der Herstellung der Fundamente wurden ein Mörtelbett und eine 20,0 bis 30,0 cm dicke Sand- oder Tonlage als Unterbau empfohlen. Darauf wurden möglichst große und harte Natursteine mit einer Dicke von 15,0 bis 50,0 cm verlegt [43].

Sogenannter „Eisenbeton“, d.h. mit „Rundstahl“ armerter Beton, kam erst Ende des 19. Jahrhunderts auf und wurde nur selten im Wohnbau eingesetzt [40]. Die Dimensionierung der Streifenfundamente war von der zulässigen „Sohlpresung“ (Bodenpressung), dem verwendeten Material und von der Herstellungsweise abhängig [35]. In der Literatur befinden sich zahlreiche Tabellen, sowie Formeln mit Angaben zu Fundamentabmessungen. Eine Formel nach [41] gibt die Stärke der Fundamentsohle S an:

$$S = s + \frac{t}{n} \quad (3.1)$$

Dabei sind:

t ... Fundamenttiefe $t = 50,0 - 100,0$ cm

s ... Kellerwandstärke $s = 60,0 - 95,0$ cm

n ... Koeffizient für die Berücksichtigung des Baumaterials $n = 3,00 - 6,00$

Weitere Dimensionierungsangaben sind in Abbildung 3-15 dargestellt.

Hinsichtlich der geforderten frostfreien Tiefe befinden sich in der Literatur unterschiedliche Angaben von 0,80 - 1,50 m [35].

3-3.1.3 Pfahlgründung

Die am häufigsten verwendete Tiefgründung bestand aus eingerammten Holzpählen mit einer 1,00 – 2,00 m starken Stampfbetonaufgabe. Der Beton wurde auf der Baustelle aus Zement sowie Sand und Kies aus dem Aushub von Hand gemischt und hergestellt [42]. Für den Stampfbeton wurden die Betonklassen

B 50, B 80, B 120, B 160, B 225 verwendet, wobei die Zahl der Betondruckfestigkeit der Einheit kg/cm^2 entspricht [35]. Dabei gilt: $B 50 = 50,0 \text{ kg/cm}^2 = 5,00 \text{ N/mm}^2$. Die Pfähle reichen bis in eine tief liegende tragfähige Schicht, wobei die Gesamtlast des Bauwerks entlang der Pfahlachse über die Pfahlspitze durch den sogenannten „Spitzendruck“ in die tragfähige Schicht eingeleitet wird (siehe Abbildung 3-16).

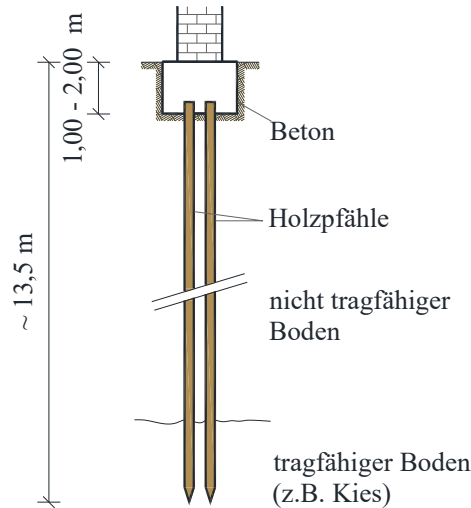


Abbildung 3-16: Gründung mit Holzpfählen [35]

Vor dem Anfang des 20. Jahrhunderts war eine Eindringtiefe der Pfahlspitze in den tragfähigen Untergrund von 1,00 m üblich, später wurden größere Eindringtiefen bis zu 3,00 m angestrebt. Zusätzlich zur Lastübertragung über „Spitzendruck“ konnte die Mantelreibung zwischen Pfahloberfläche und dem umgebenden Boden die Belastbarkeit des Pfahles erhöhen. Für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Pfähle werden in der Literatur sogenannte Rammformeln angegeben, die von den Pfahlabmessungen, dem Baustoff und den Bodeneigenschaften abhängen [35].

3-3.1.4 Beurteilung der Tragfähigkeit



Abbildung 3-17: freigelegtes Fundament und Sanierungsmaßnahme eines Gründerzeithauses [44]

Bei der Überprüfung des Zustands und der Tragfähigkeit der Fundamente eines bestehenden Bauwerks sind sowohl die Fundamente als auch der Boden zu untersuchen. Die Art- und Geometrie der Fundamente sollen bekannt werden, wobei die Unzugänglichkeit der inneren Fundamente eine Herausforderung darstellen kann. Die außen liegenden Fundamente können durch eine Verbreiterung bzw. Unterfangung nachträglich verstärkt werden (siehe Abbildung 3-17). Der maßgebende Nachweis bei Flachgründungen

ist der Nachweis auf Grundbruch, für welchen die zulässige Bodenpressung von Bedeutung ist. Damit diese ermittelt werden kann, ist ein Bodengutachten erforderlich.

In Tabelle 3-6 sind die zulässigen Bodenpressungen für Streifenfundamente aus dem 19. Jahrhundert angegeben. Sie stellen eine Zusammenfassung aus diversen Literaturquellen [35] [43] zu historischen Fundamenten dar und dienen nur einer groben Abschätzung.

Tabelle 3-6: zulässige Bodenpressungen für Streifenfundamente

historische Baugrundklasse	zulässige Bodenpressung [MN/m ²]
„gut“	0,25 – 0,50
„minder gut“	0,15 – 0,25
„schlecht“	0,00 – 0,15

3-3.2 DECKEN

Die gegenwärtigen Anforderungen an Decken sind in den OIB-Richtlinien 1, 2, 5 und 6 [45] [46] [47] [48] sowie in ÖNORM EN 1995-1-1 [49] gegeben. Neben ausreichender Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit werden weitere Anforderungen bezüglich Wärme-, Schall- und Brandschutz sowie der Begrenzung von Schwingungen angeführt. Demgegenüber befinden sich in den historischen Bauordnungen nur wenige Vorschriften, wie z.B. Anforderungen in Bezug an die Tragfähigkeit der Holzbalken (Faustformeln), Begrenzung der Holzfeuchte zum Zeitpunkt des Einbaus und Brandschutzanforderungen [50].

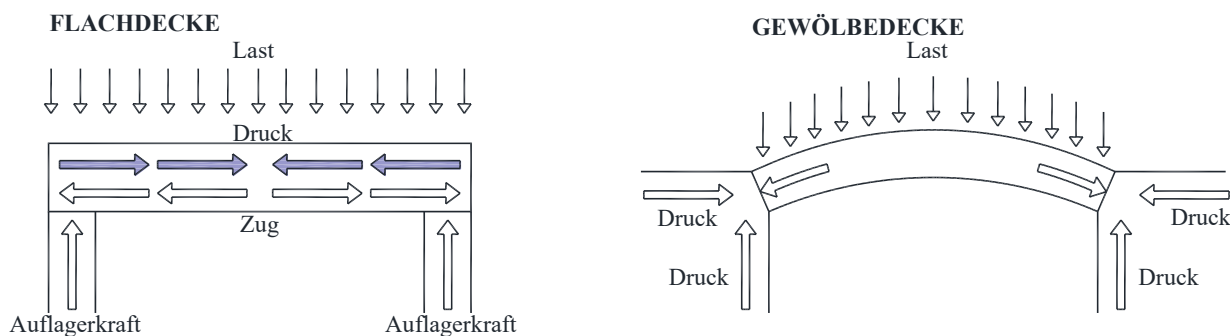


Abbildung 3-18: Lastabtragungsarten Decken [51]

Hinsichtlich der Tragfunktion der Decken und der Art der Lastabtragung wird zwischen ebenen und gewölbten Tragwerken unterschieden, wie in Abbildung 3-18 dargestellt ist. Bei Flachdecken werden die aufgenommenen Lasten als Druck- und Zugkräfte horizontal zu den Auflagern geleitet. Gewölbedecken übertragen dagegen nur Druckkräfte, die von den Widerlagern in horizontaler und vertikaler Richtung aufgenommen werden. Die Decken von Gründerzeitgebäuden sind meist in Richtung Straßen- zu Hofseite zwischen der Außenwand und mittleren tragenden Innenwand gespannt, wie in Abbildung 3-14 dargestellt. Die üblichen Spannweiten liegen zwischen 4,50 – 6,00 m [52].

Aus Gründen der Luftdichtheit und Feuchtebeständigkeit wurden im 19. Jh. in der Regel massive Deckenkonstruktionen im Kellergeschoss meist als Gewölbe oder Teilgewölbe (Kappendecke) ausgeführt. In den oberen Geschossen war die Holzbalkendecke (Tramdecke) am häufigsten eingesetzt. Sie ist die älteste und am weitesten verbreitete Deckenkonstruktion. Die oberste Geschossdecke wurde aufgrund der Brandschutzvorschriften der Bauordnungen überwiegend als Dippelbaumdecke ausgeführt [42].

3-3.2.1 Decke über Kellergeschoss

Wie in Abschnitt 3-3.2 angeführt, wurden bei Wohngebäuden der Gründerzeit aufgrund der Feuchtebeständigkeit massive Gewölbedecken im Kellergeschoss eingesetzt. Ein weiterer Grund sind die hohen Lasten aus den oberen Geschossen, die am besten durch eine massive gewölbte Konstruktion in die Kellerwände und weiters in den Baugrund geleitet werden können. Während klassische Flachdecken auf Biegung beansprucht werden, herrschen in Gewölbedecken überwiegend Druckkräfte, die durch den Bogen in die Auflager eingeleitet werden. Dort können sie in Horizontalkräfte (Gewölbeschub) und Vertikalkräfte aufgeteilt werden. Je flacher das Gewölbe, desto größer wird der Schub in den Auflagern. Dieser Horizontalschub muss von den umgebenden tragenden Wänden übernommen werden. Aus diesem Grund werden im Bereich der Gurtbögen häufig Pfeiler als Verstärkung angeordnet [42]. Eine zusätzliche Anwendung haben sie als Podeste in Stiegehäusern gefunden.

Typische Ausführungsarten

Am häufigsten sind die Decken über Kellergeschoss als ein Kappen-, bzw. Tonnengewölbe oder eine so genannte Preußische Kappe ausgeführt, wie in Abbildung 3-19 und Abbildung 3-20 dargestellt.

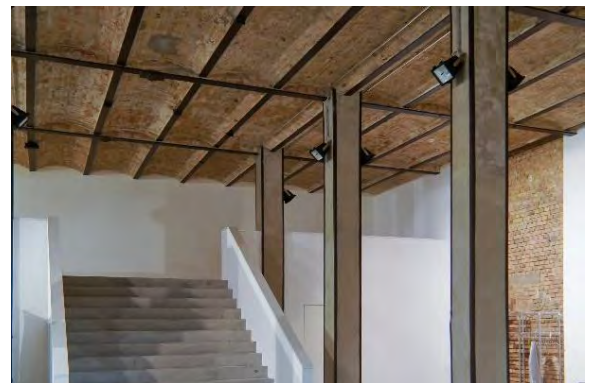
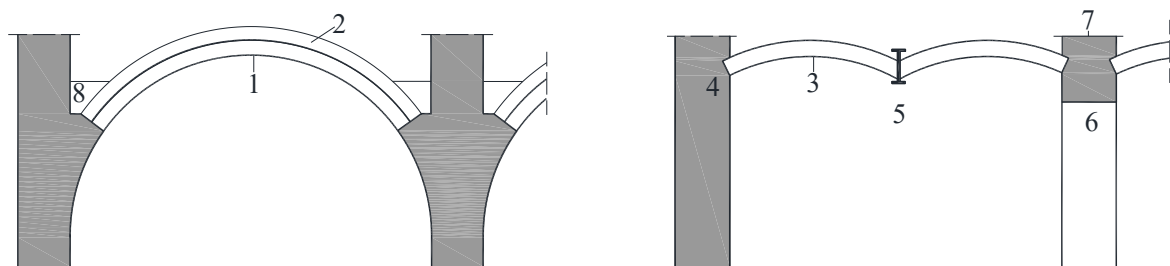


Abbildung 3-19: links: Kappengewölbe [53]; rechts: Preußische Kappe [54]

Abbildung 3-20 zeigt ein Tonnengewölbe und eine Preußische Kappe.



1 Tonnengewölbe; 2 Verstärkungsrippe; 3 Preußische Kappe; 4 Wandwiderlager; 5 I-Stahlträger; 6 gemauerter Gurtbogen; 7 aufgehende Wand; 8 Hintermauerung oder Beton

Abbildung 3-20: Gründerzeit – Gewölbedecken; links: Tonnengewölbe; rechts: Preußische Kappe [50]

Die Form des Tonnengewölbes und der Preußische Kappe besteht anstatt einem halbkreisförmigen Segment aus einem Bogensegment, um eine bessere Nutzbarkeit des Raums zu schaffen.

Ein Tonnengewölbe besteht aus einem durchlaufenden Bogensegment, deren Übergang zur Wand fließend ausgeführt ist. Falls dieser Übergang nicht fließend ist und das Gewölbe direkt an die Wand angeschlossen ist, spricht man von einer Kappendecke. Eine Erweiterung der Kappendecke ist die Preußische Kappe. Darunter versteht man eine gewölbte Decke, bei der die Systemspannweite zusätzlich unterteilt ist. Dadurch wird die Decke auf den Gurtbögen und biegebeanspruchten Stahlträger gelagert.

Baustoffe und Aufbau

Sie wurden entweder aus normalformatigen Ziegelsteinen mit Kalk- oder Kalkzementmörtel oder unbewehrtem Beton errichtet. Im Fall einer Mauerung unterscheidet man zwischen einer:

- Kufmauerung: die Steine sind parallel zum Widerlager gelegt
- Moller'sche Mauerung: die Steine sind orthogonal zum Widerlager gelegt
- Schwalbenschwanz: Verlegung der um 45° gedrehten Steine [42].

Die unterschiedliche Mauerungsarten von Gewölbedecken findet man in der Abbildung 3-21.

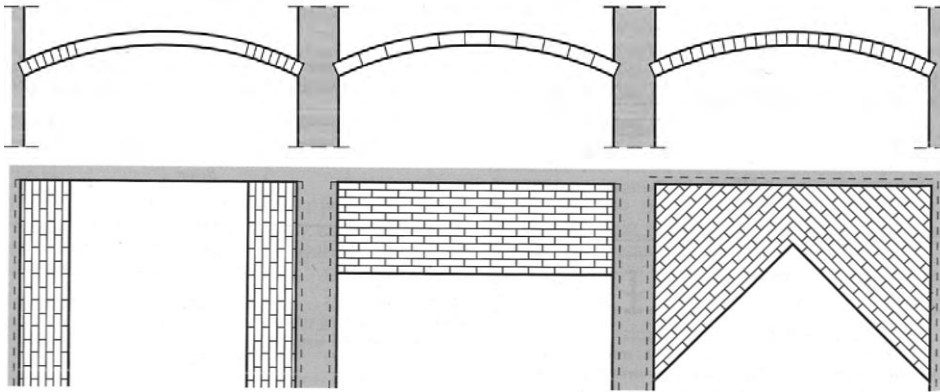


Abbildung 3-21: Verbände bei gemauerten Gewölbedecken, $\frac{1}{2}$ Stein dick; von links nach rechts: Kufmauerung, Schwalbenschwanz, Moller'sche Mauerung [42]

Die Abbildung 3-22 zeigt die Aufbauvarianten einer Preußischen Kappe und eines Kappengewölbes. Bei diesen Varianten wird die obere Seite des Gewölbezwickels aufbetoniert. Im Fall der Preußischen Kappe liegen die Holzdielen direkt auf den Beton auf, beim Kappengewölbe wird der Zwischenraum zuerst mit Schlacke aufgefüllt. In manchen Fällen wurde ganz auf Beton verzichtet und die horizontale Fläche nur durch eine Füllung mit Schutt erreicht. In diesem Fall werden in die Schüttung die Polsterhölzer eingelegt und darauf Holzdielen genagelt. Die oberste Schicht bildet schließlich der Fußbodenbelag des Erdgeschosses [42].

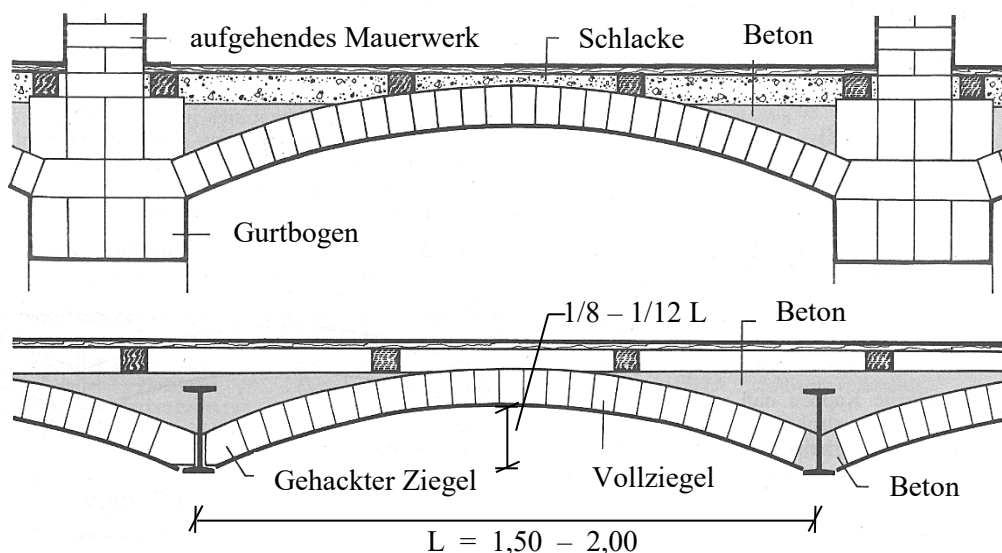


Abbildung 3-22: Aufbau – Gewölbedecke; oben: Kappengewölbe; unten: Preußische Kappe [50]

Dimensionierung

Die I-Stahlträger bei der Preußischen Kappe befinden sich in einem Abstand von 1,50 – 2,50 m zueinander mit einer Stichhöhe von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der Spannweite, wie in Abbildung 3-22 dargestellt [42].

Die Abbildung 3-23 gibt die allgemeinen Bezeichnungen eines Kappengewölbes an.

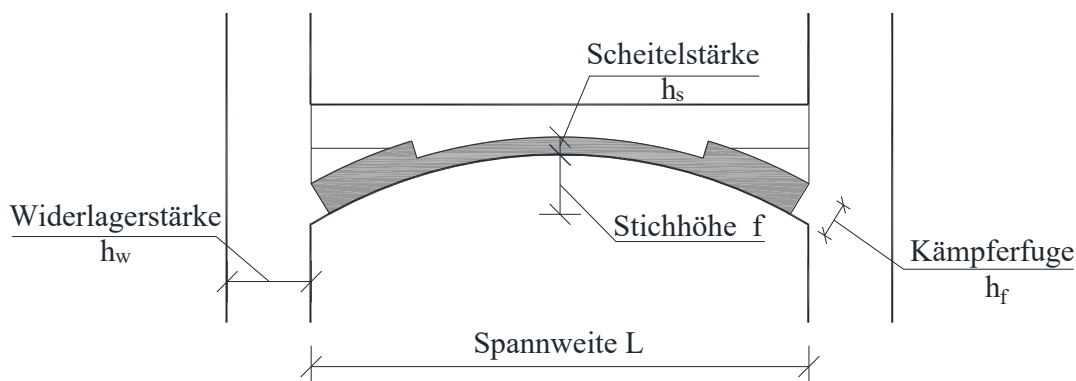


Abbildung 3-23: Gewölbedecke – allgemeine Bezeichnungen [55]

Für die Bemessung der Gewölbedecken wurden meistens Erfahrungswerte oder einfache Berechnungsansätze, aber auch Tabellen verwendet [42]. In Tabelle 3-7 und Tabelle 3-8 sind Dimensionierungsangaben für ein Kappengewölbe und eine Preußische Kappe gegeben.

Tabelle 3-7: Historische Bemessungswerte für Kappengewölbe [42]

Spannweite L [m]	Stichhöhe f (1/8 Spannweite) [m]	Scheitelstärke h_s [cm]	Widerlagerstärke h_w [cm]
2,50	0,31	12,0	12,0
3,00	0,38	12,0	12,0
4,00	0,50	12,0	25,0
5,00	0,63	25,0	25,0

Tabelle 3-8: Historische Bemessungswerte für Preußische Kappen [50]

Jahr	Stichhöhe f	Stichdicke t
1866	1/6 – 1/12 der Spannweite L	k. A.
1876	1/8 – 1/10 der Spannweite L	bis 3,7 m Spannweite: 1/2 Stein bis 5,0 m Spannweite: 1 Stein
1890	1/10 der Spannweite L	1/2 Stein
1901	1/7 – 1/12 der Spannweite L	k. A.

Lastannahmen

Die Tragfähigkeit der Gewölbedecke ist abhängig von der Dicke im Scheitel, Stich der Kappe, der Stein- oder Betonfestigkeit, der Spannweite und der Verteilung der Lasten. In Abhängigkeit vom Aufbau der Decke, sowie Deckenart kann ein Eigengewicht von 3,00 – 5,00 kN/m² angenommen werden [56].

3-3.2.2 Tramdecke - Zwischengeschosse

Die Tramdecke ist eine sehr verbreitete Deckenform bei Gründerzeitgebäuden, die auch in modernen Bauten noch Verwendung findet. Sie besteht aus in regelmäßigen Abständen verlegten, behauenen Balken bzw. Träme, die ober- und unterseitig am häufigsten mit Schalungsbrettern versehen sind. Vor

1870 wurden Balken aus behauenen Eichen- oder Kiefernholz eingesetzt, deren Zwischenräume mit Lehm, Schlacke, Schutt oder Sand gefüllt wurden. In dieser Zeit wurden Fußböden aus Lehm- oder Gipsestrich, aber auch Holzdielen verwendet. Zwischen 1870 und 1918 kamen Schnittholzbalken aus Eiche oder Nadelholz zum Einsatz. Statt Lehm hat man immer mehr Dielenböden, Platten aus Zementmörtel oder Parkett eingesetzt [57].

Die Balkenlagen der Tramdecken sind orthogonal auf die Außenwände verlegt. Die Verlegung der Balkenlagen über die kleinere Raumabmessung und rechtwinklig auf die Außenwände ist statisch vorteilhaft. Bei einigen Gebäuden wurde aber die Verlegungsrichtung der Balkenlagen geschossweise gewechselt, um die tragenden Mittelwände zu entlasten. Achsabstände von 0,75 - 1,05 m waren üblich. Die Decken übertragen Eigen- und Nutzlasten und haben eine teilweise aussteifende Funktion [50]. Folgende Arten von Tramdecken befinden sich in Gebäuden der Gründerzeit:

Typische Ausführungsarten

Tramdecke mit Windelboden

Die Windelbodendecke ist eine der ältesten Decken und wurde bis ins 20. Jahrhundert in ländlichen und städtischen Häusern verwendet. Sie ist eine Deckenkonstruktion aus in regelmäßigen Abständen angeordneten Holzbalken, deren Zwischenräume mit runden oder rechteckigen Holzstangen (Stakhölzer) überbrückt werden. Stakhölzer sind armlange gespaltene Holzstücke, die mit Strohlehm umwickelt werden und in der Regel 4,00 – 8,00 cm dick sind. Man unterscheidet zwischen ganzen, halben und gespannten Windelböden.

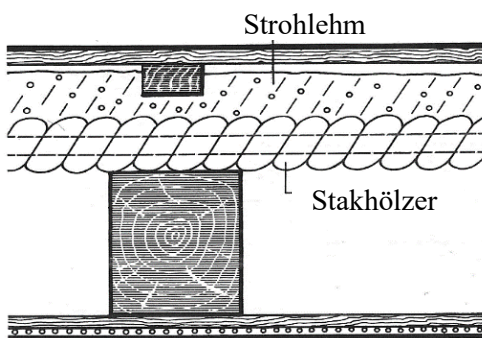


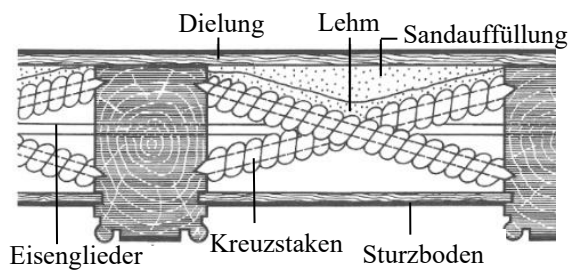
Abbildung 3-24: Aufbau eines Windelbodens [50]

Bei Tramdecken mit ganzen Windelböden wurden die Staken mit Strohlehm umwickelt und seitlich angespitzt. Anschließend wurden die Staken im Abstand von 8,00 cm von der Unterkante des Holzbalkens in die dreieckigen Falze des Holzbalkens eingetrieben. Auf die Oberseite des Stakholzes wurde ein Gemisch aus Lehm und Schutt in einer Dicke von rund 10,0 cm aufgebracht. An der Unterseite wurde Lehm und Putz aufgetragen. Der Nachteil dieser Konstruktion ist, dass der Putz wegen der schlechten Haftung und der Verformung der Decke herunterfällt. Um dies zu verhindern, wurden auf der Unterseite Schalbretter aufgenagelt. Für eine ganze Windelbodendecke, wie in Abbildung 3-24 dargestellt,

kann das Eigengewicht mit ca. $3,60 \text{ kN/m}^2$ angenommen werden [50]. Aufgrund des hohen Lehmanteils hat die Windelbodendecke ein relativ hohes Eigengewicht. Um das Gewicht zu reduzieren, wurden sogenannte halbe Windelbodendecken verwendet. Beim halben Windelboden wurde die Unterseite der Stakhölzer nicht mit einer Lehmschicht, sondern nur mit einer dünnen Putzschicht versehen. Die Staken lagen in diesem Fall tiefer im Vergleich zur ganzen Windelbodendecke [50] [57].

Tramdecke mit Kreuzstaken

Aus Gründen der Schwingungsbegrenzung wurden freie Trägerlängen von mehr als 5,00 m grundsätzlich vermieden. Bei größeren Spannweiten (bis 7,50 m) und höheren Lasten wurde die Kreuzstakendecke eingesetzt. Dabei wurden Staken in Strohlehm umwickelt und diagonal zwischen den Balken in Nuten eingespannt oder mit Balken vernagelt, wie in Abbildung 3-25 dargestellt ist. Die Quersteifigkeit der Decke wurde dadurch erhöht und eine lastverteilende Funktion bei Punktlasten erreicht. Zur Lagesicherung der Diagonalen wurden mittig Eisenglieder angeordnet. Aus konstruktiven Gründen musste der Balkenabstand bei Kreuzstakendecken konstruktionsbedingt auf 40,0 – 60,0 cm reduziert werden [57].



Für den oberen Hohlraum zwischen zwei Staken wurde Strohlehm oder Sand als Füllmaterial verwendet. An der Unterseite wurde die Decke verschalt oder frei gelassen. Das Eigengewicht ist abhängig von der Aufbauvariante und liegt zwischen $1,80 - 3,50 \text{ kN/m}^2$ [58].

Abbildung 3-25: Beispiel einer Kreuzstakendecke [50]

Tramdecke mit Einschub

Die Einschubdecke ist die häufigste Deckenart bei Wohnbauten des 19. Jahrhunderts und kann als Weiterentwicklung der Windelbodendecke gesehen werden. Anstatt der gewinkelten Staken wurden Schwarten oder Schalbretter in die seitlichen Falzen der Balken aufgelegt oder eingeschoben (siehe Abbildung 3-36). Schwarten sind rindenbehaftete, kreisringförmige Randstücke eines Baumstammes, die beim Sägen von Schnittholz anfallen.

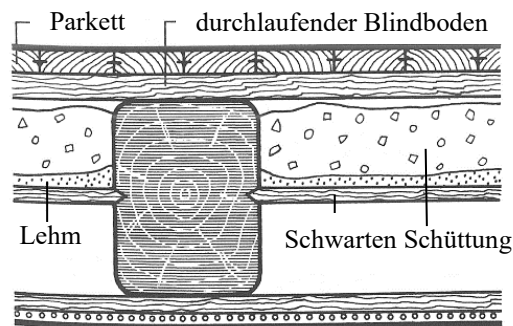


Abbildung 3-26: Einschubdecke mit Schwarten [50]

Um das Eigengewicht der Decke zu erhöhen und somit die Schalldämmeigenschaften zu verbessern, wurden die Balkenzwischenräume mit Strohlehm, Bauschutt, Schlacke oder Sand verfüllt. Wegen Ungeziefer, Gerüchen und herabrieselnden Feinteilen mussten die Schwartenfugen mit einem Lehmverstrich oder Asphaltpappe abgedichtet werden, wie in Abbildung 3-36 dargestellt. Die Abbildung 3-36 zeigt eine Einschubdecke mit Strohlehm als Füllmaterial. Bis zum Ende des 19. Jahrhunderts galt Bauschutt als geeignetes Füllmaterial, später verzichtete man auf seine Verwendung [50]. Um eine ebene Fläche für die Aufbringung der Dielen zu schaffen, wurden möglichst waagrecht schmale Leisten auf Balken genagelt.

Unterseitig wurden meist $1,50 - 2,00 \text{ cm}$ dicke Schalbretter aufgenagelt und verputzt. Zwischen dem Einschub und den Schalbrettern entsteht somit ein Hohlraum. Als Putzträger wurden z.B. Schilfrohmatten, Holzlatten oder Ziegeldrahtgewebe verwendet. In einigen Fällen wurden die Schalungsbretter unterseitig nicht angebracht, so dass die Unterseite der Balken sichtbar blieb, was aus brandschutztechnischer Sicht ungünstig war [50].

Für Einschubdecken kann ein Eigengewicht von $2,00 - 3,40 \text{ kN/m}^2$ angenommen werden, das jedoch stark vom Auffüllmaterial abhängt.

Gewöhnliche Tramdecke

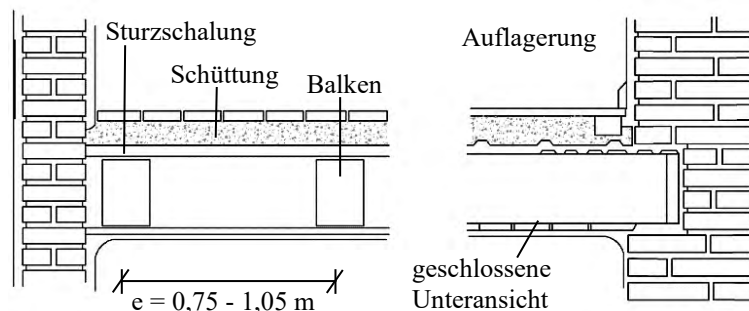


Abbildung 3-27: gewöhnliche Tramdecke [59]

Bei gewöhnlichen Tramdecken befindet sich die Sturzschalung direkt über den Balken, worauf eine $8,00 \text{ cm}$ dicke Schüttung aufgebracht wird. In die Schüttung werden häufig Polsterhölzer eingeschoben

und mit dem Blindboden verbunden. In der Untersicht sind die Träme entweder sichtbar (Abbildung 3-27, links) oder verdeckt (Abbildung 3-27, rechts) [51].

Fehltramdecke

Die Fehltramdecke besteht aus einer Primärkonstruktion (Haupttram) und einer Sekundärkonstruktion (Fehltram), wie in Abbildung 3-28 gesehen werden kann.

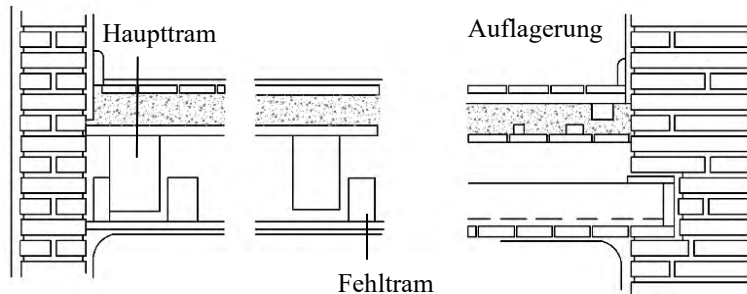


Abbildung 3-28: Fehltramdecke [59]

Der Haupttram trägt den Fußboden und nimmt die Nutzlasten auf. Der Fehltram bildet eine stabile Untersicht. Durch diese Entkopplung treten Durchbiegungen und Schwingungen nur in der Primärkonstruktion auf. Dadurch wurde ein erhöhter Schallschutz erreicht und Risse an der Unterseite der Decke vermieden. Außerdem ist die geschlossene Deckenunterseite aus brandschutztechnischer Sicht vorteilhaft. Nachteilig ist jedoch, dass für zwei getrennte Tragsysteme wesentlich mehr Holz benötigt wird.

Tramtraversendecke

Die Tramtraversendecke wurde bei größeren Spannweiten angewendet. Zur Ausbildung der Decke wurden Walzträger (C- oder I-Profile) in Hauptspannrichtung in einem Abstand von 2,50 – 3,50 m angeordnet und mit Klammern befestigt und mittels Traversenschließen mit dem Mauerwerk verbunden (siehe Abbildung 3-29).

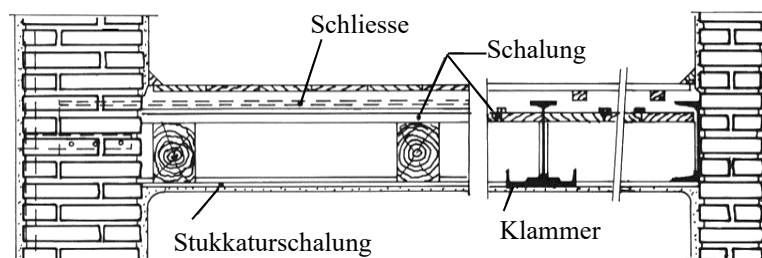


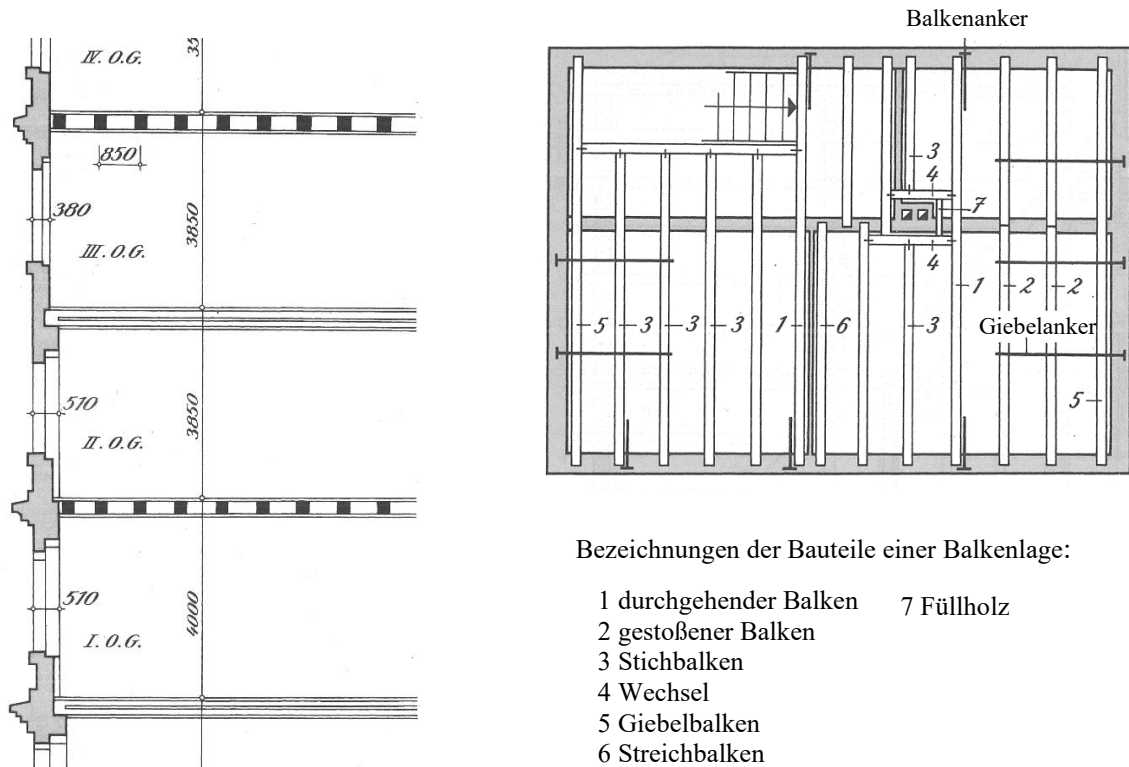
Abbildung 3-29: Tramtraversendecke [40]

Die Trambalken wurden als Ausfachungselemente quer zu den Stahlträgern verwendet. Die Traversen wurden als I-Träger mit Querschnittshöhen I 200 – I 360, damals zulässigen Spannungen von $100,0 \text{ N/mm}^2$ und einer Streckgrenze von rund $220,0 \text{ N/mm}^2$ ausgeführt [40] [60].

Aufbau

Hinsichtlich des Fußbodenaufbaus gibt es bei Holztramdecken zwei Möglichkeiten. Entweder wird der Dielenboden direkt auf den Balken oder auf Lagerhölzer mit einer Schalldämmunterlage befestigt. Oft sind vergangene Sanierungen, wie eine Trockenestrichschicht, bei alten Decken zu finden.

Die Tramdecke besteht sich aus mehreren Balkenlagen. Darunter versteht man die tragende Konstruktion einer Holzbalkendecke. Zu einer Balkenlage gehören alle Balken einer Deckenebene. Ihre Bauteilbezeichnungen sind in Abbildung 3-30 dargestellt.



Bezeichnungen der Bauteile einer Balkenlage:

- 1 durchgehender Balken
- 2 gestoßener Balken
- 3 Stichbalken
- 4 Wechsel
- 5 Giebelbalken
- 6 Streichbalken
- 7 Füllholz

Abbildung 3-30: links: Darstellung der sich pro Geschoss ändernden Spannrichtung von Tramdecken anhand eines Gebäudeschnittes; rechts: Bezeichnungen der Balkenlage für einen Eckgrundriss [50]

In der Regel werden die Balken, wenn möglich, über die kleinere Raumabmessung und orthogonal zu den Außenwänden gespannt. Allerdings wurde die Spannrichtung der Balken oft geschossweise geändert (siehe Abbildung 3-30 links), was nicht immer die statisch günstigere Lösung ergab. Der Grund liegt darin, dass alle Außenwände durch die Sicherung mit Ankerbalken ausgesteift werden konnten (siehe Abbildung 3-30). Zudem führt der Wechsel der Orientierung der Holzbalkendecken zu einer gleichmäßigen Belastung des Mauerwerks und damit zu gleichmäßigeren Setzungen des Bodens.

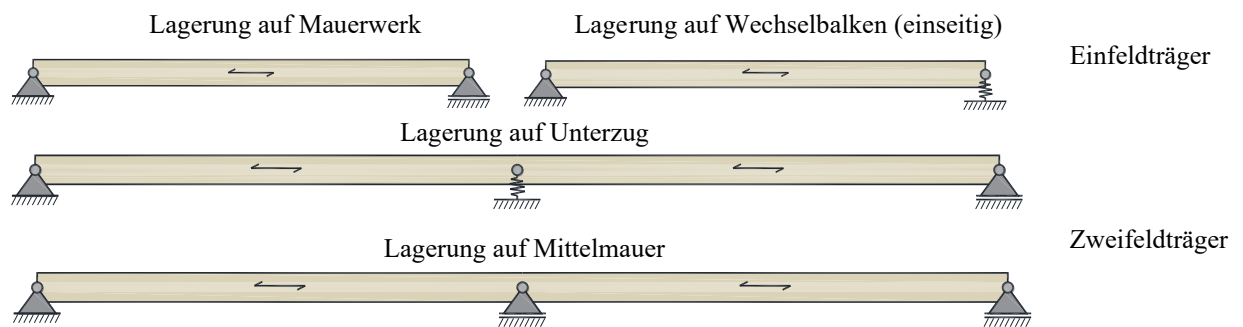


Abbildung 3-31: Mögliche statische Systeme der Decken

Die Balken der Tramdecke werden entweder als ein Einfeldträger oder seltener als Zweifeldträger ausgebildet. Die erste Variante, die in Abbildung 3-31 dargestellt ist, zeigt einen Einfeldträger, der auf dem Mauerwerk aufliegt. Im Bereich von Kamin- oder Treppenwechsel kann ein Balken ein- oder beidseitig auf Wechselbalken gelagert werden (siehe Abbildung 3-32). Die Verbindung erfolgte dabei am häufigsten als ein Zapfen mit einer Stoßklammer für die Lagesicherung. Im Fall eines durchgehenden Balkens, bzw. Zweifeldträgers wird er mittig entweder auf einen Unterzug oder auf einer Zwischenmauer gelagert.

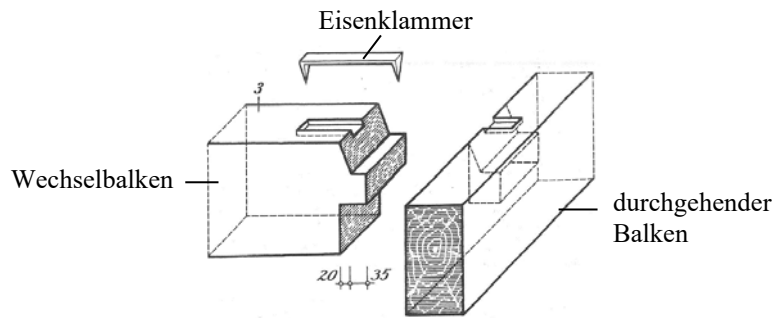


Abbildung 3-32: Verbindung zwischen Wechselbalken und durchgehender Balken – Brustzapfen [50]

Dimensionierung

Im 19. Jahrhundert wurden Balken bis zu 14,0 m Länge und Querschnittsabmessungen bis zu $b/h = 28,0/30,0$ cm verwendet [50]. In Abbildung 3-33 sind Tramabmessungen für den Tramabstand von $e = 90,0$ cm sowie Dippelbaumabmessungen in Abhängigkeit der Trakttiefe aus alten Angaben dargestellt [40].

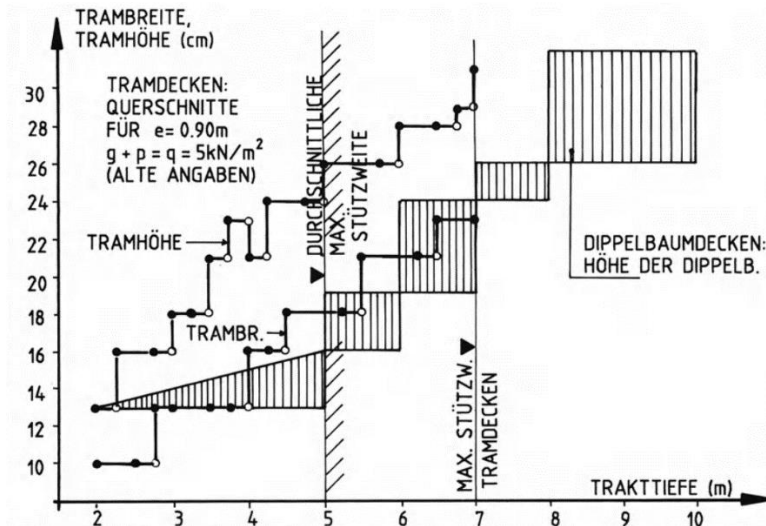


Abbildung 3-33: Dimensionen der Deckenbalken/Angaben zur Bauzeit [40]

Die Tabelle 3-9 zeigt beispielhaft, wie die Balkenabmessungen anhand der erforderlichen Spannweite 1872 gewählt wurden.

Tabelle 3-9: Dimensionierung der Balken 1872 [50]

Länge [m]	4,40	4,75	5,00	5,35	5,65	5,80	6,00	6,20	6,60	6,75	6,90	7,20
Balkenabmessungen b/h [cm]	18/24	21/25	18/26	21/26	24/26	21/28	24/29	25/29	26/29	24/32	26/32	29/32

Die Werte in Abbildung 3-33 und in Tabelle 3-9 sind miteinander vergleichbar.

Lastannahmen

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit von bestehenden Decken ist die Art der Decke sowie deren Aufbau von Bedeutung. Die allgemeinen Lastansätze für das Eigengewicht für bestehende Tramdeckenkonstruktionen nach ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61] sind in Tabelle 3-10 dargestellt.

Tabelle 3-10: Lastansätze Tramdecke lt. ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61]

Tramdecken Bestandskonstruktionen	Flächenlast [kN/m ²]
mit Sturzschalung, Beschüttung aus Bauschutt (max. 8 cm), Holzfußboden, Stuckaturschalung, Putzträger und Verputz	2,30
mit Beschüttung aus Hochofenschlacke (max. 8 cm), sonst wie oben	2,00
zwischen Stahlträgern (Tramtraversendecke), sonst wie oben	2,50

Zusammenfassend befinden sich in Tabelle 3-10 die Eigengewichte der angeführten Tramdecken.

3-3.2.3 Dippelbaumdecke – Dachgeschoss

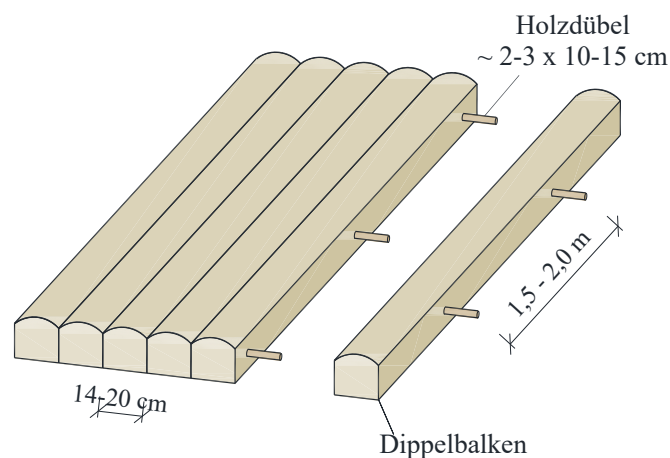


Abbildung 3-34: Dippelbaumdecke

Die Dippelbaumdecke (Dippel-, Dübel-, Diebeldecke) war in Österreich die vorherrschende Deckenform und besteht aus dreiseitig gesägten oder behauenen, Mann an Mann verlegten Tannen- oder Fichtenbalken, wie in Abbildung 3-34 dargestellt. In einigen Bauordnungen wurde die Dippelbaumdecke aus Brandschutzgründen als die oberste Geschossdecke vorgeschrieben [60], da sie im Brandfall aufgrund ihrer hohen Tragfähigkeit im Vergleich zu anderen Deckensystemen die Trümmerlasten aus der Dachkonstruktion besser aufnehmen konnte. Zusätzlich wurde durch das Aufbringen einer 8 cm dicken Lehmschicht bzw. eines Dachbodenpflasters der Brandwiderstand der Decke erhöht.

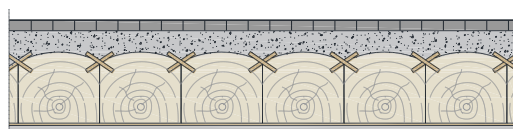


Abbildung 3-35: Dippelbaumdecke mit gekreuzten Verdübelung [62]

Die Scheibenschubsteifigkeit wurde durch die Verdübelung der einzelnen Dippelbalken mit 2,00 – 3,00 cm dicken und 10,0 – 15,0 cm langen Holzdübeln im Abstand von 1,50 – 2,00 m erzielt. Die gebräuchlichste Art der Verdübelung, bei der die Balken mit horizontal eingebrachten Holzdübeln verbunden sind, ist in Abbildung 3-34 dargestellt. Neben der Scheibentragwirkung, die im Fall von horizontalen Lasten aktiviert wird, sollen die Holzdübel bei einer vertikalen Belastung eine lastverteilende Wirkung in vertikaler Richtung bewirken. Eine Sondervariante mit gekreuzten Dübeln ist in Abbildung 3-35 dargestellt. Mit dieser Art des Verbundes ist eine massive Konstruktion entstanden, womit Schwingungen der Deckenkonstruktion reduziert werden konnten [60].

Aufbau

Die Fugen zwischen den Balken wurden oft mit Strohlehm ausgefüllt. Unmittelbar darauf wurde eine 4,00 – 8,00 cm starke Schüttschicht aufgebracht, die entweder mit Ziegelsteinen oder Holzbohlen abgedeckt wurde (siehe Abbildung 3-36).

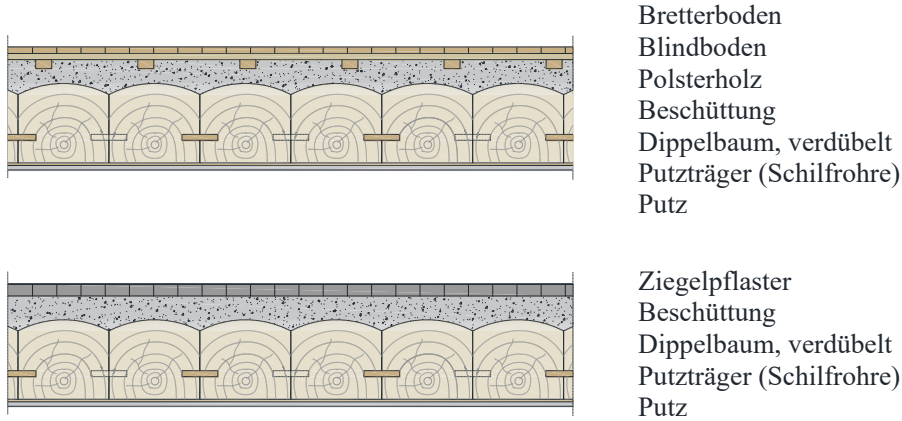


Abbildung 3-36: Aufbauvarianten; oben: Dippelbaumdecke mit Holzfußboden; unten: Dippelbaumdecke mit Ziegelpflaster

Dimensionierung

Übliche Spannweiten von Dippelbaumdecken liegen zwischen 5,00 bis 9,00 Meter [63]. Häufig findet man bei dieser Deckenkonstruktion Balken mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen vor, wobei die üblichen Stärken zwischen 14,0 und 20,0 cm liegen und die Unterkante der Dippelbäume niveaugleich liegen.

Lastannahmen

Je nach Ausführungsvariante beträgt das Eigengewicht von Dippelbaumdecken 2,00 – 4,60 kN/m². In der Tabelle 3-11 sind die Lastansätze für Dippelbaumdecken nach ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61] angegeben.

Tabelle 3-11: Lastansätze Dippelbaumdecke lt. ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61]

Dippelbaumdecken Bestandskonstruktionen (Beschüttungsstärke über dem Baumscheitel gemessen)	Flächenlast [kN/m ²]
Beschüttung aus Schlacke (max. 8 cm), Holzfußboden, Putzträger und Verputz	3,00
Beschüttung aus Schlacke (max. 4 cm), Holzfußboden, Putzträger und Verputz	3,35
Zuschlag für Beschüttung aus Bauschutt je cm Beschüttungsstärke	0,04

3-3.3 AUFLAGER

Holzbalken können wie in Abbildung 3-37 dargestellt aufgelagert werden:

- in Mauerwerksnischen
- auf Mauerwerksauskragungen

Bei einer Auflagerung in die Mauerwerksnische, wie in Abbildung 3-37 links dargestellt, war ein Luftraum von 5,00 – 6,00 cm vor dem Balkenkopf wichtig, damit die beim Einbau vorhandene Holzfeuchte austrocknen konnte. Bei einer Einmauerung ohne Luftraum kam es aus diesem Grund häufig zu Fäulnisschäden.

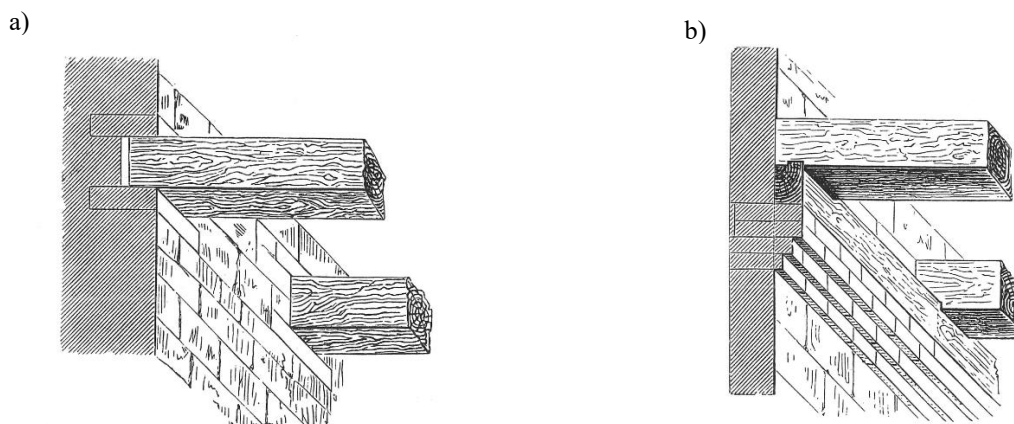


Abbildung 3-37: *Auflagerungsarten; links: in eine Mauerwerkknische; rechts: auf die Mauerwerksauskragung [42]*

Bei der Variante der Lagerung auf eine Mauerwerksauskragung konnte eine Mauerlatte verwendet werden, wie in Abbildung 3-37 rechts dargestellt. Die Mauerlatte hat in der Regel eine Abmessung zwischen $b/h = 9,00/12,0$ und $b/h = 12,0/12,0$ cm [42] und nimmt die Lasten der Holzbalken auf und verteilt sie großflächig auf das Mauerwerk. Die Mauerlatte ist mittels Verkämmungen mit den Balken verbunden und ist entweder eingemauert oder freiliegend im Mauerwerk. Da bei der Einmauerung die Mauerlatte schlechter austrocknen und dadurch verfaulen kann, wurde die Variante der Mauerwerksauskragung bevorzugt. Zudem wird das Mauerwerk durch die Auskragung in seinem Querschnitt nicht geschwächt. Dachbalkenlagen werden in der Regel auf Mauerlatten aufgelagert, wobei Geschossdecken direkt auf dem Mauerwerk aufliegen [50].

In der Literatur finden sich unterschiedliche Angaben zu Auflagertiefen. Zum einen wird sie durch die Wanddicke bestimmt, damit das Mauerwerk nicht zu stark geschwächt wird. Mindestens $\frac{1}{2}$ Stein sollte vor der Decke sein. Außerdem wurde empfohlen, dass die Auflagertiefe mindestens so groß ist wie die Balkenhöhe [50]. Daraus ergibt sich eine typische Tiefe zwischen 15,0 und 20,0 cm.

3-3.4 VERANKERUNG

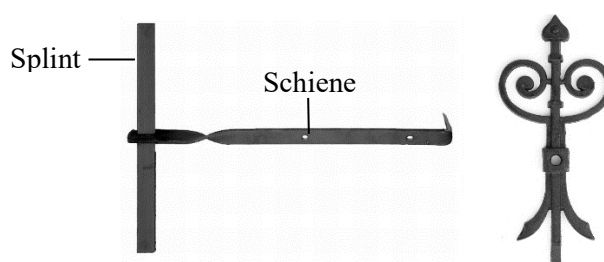


Abbildung 3-38: *links: Anker aus Schiene und Splint [64]; rechts: Zieranker [65]*

Die aufgrund der Aussteifung entstehenden horizontalen Zug- und Druckkräfte werden über die Verankerung der Decken in das Mauerwerk übertragen. Zusätzlich werden dadurch die Außenwände gegen Knicken stabilisiert. Die in die Anker eingeleiteten Kräfte resultieren einerseits aus äußeren Einwirkungen, wie Wind- oder Erdbebenlasten und andererseits aus inneren Lasten (Zwängungen), die durch Quellen und Schwinden, Temperaturänderungen, Verformungen des Tragwerks oder Schiefstellungen des Systems hervorgerufen werden.

Ein Anker besteht aus einem Schließeisen (Ankerschiene) und einem Schuber (Splint), wie in Abbildung 3-38 dargestellt. Das Schließeisen wird mit Bolzen und Eisennägeln an den Balken befestigt. Der Splint wird durch die Ankerschiene geschoben und leitet die horizontalen Lasten in das Mauerwerk ein (siehe

Abbildung 3-38 links). Meist wurden die Anker aus Flacheisen eingemauert oder sichtbar, als Zieranker (siehe Abbildung 3-38 rechts) hergestellt. Da Tramdecken nicht schubsteif sind, d.h. die Balken können sich gegeneinander verschieben, sind nur die verankerten Balken für die aussteifende Wirkung der Decke von Bedeutung [50] [51].

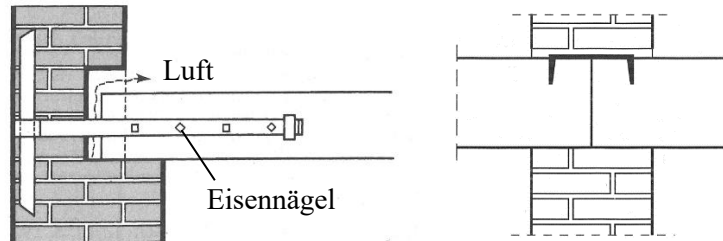


Abbildung 3-39: links: Kopfanke [50]; rechts: Zugstoß [35]

Grundsätzlich wird zwischen Kopf- und Giebelankern unterschieden. Beim Kopfanke ist die Ankerschiene in Richtung der Balkenachse angeordnet und wird nur an durchgehenden Balken befestigt, die zwei Außenwände verbinden (siehe Abbildung 3-39). Für den Fall, dass die Balken am Mittelaufleger gestoßen sind, war eine zugfeste Verbindung nötig, welche in Abbildung 3-39 (rechts) zu sehen ist. Ein Giebelanke verbindet die Decke mit der Giebelwand, siehe Abbildung 3-40. Dabei wird der Anker mit mindestens drei Balken verbunden, um eine ausreichende Lastverteilung zu schaffen und die schwache Achse der Balken auszusteißen. Dabei wird der Schuber an die Träme genagelt und am Ende des letzten Trams umgebogen [50] [51].

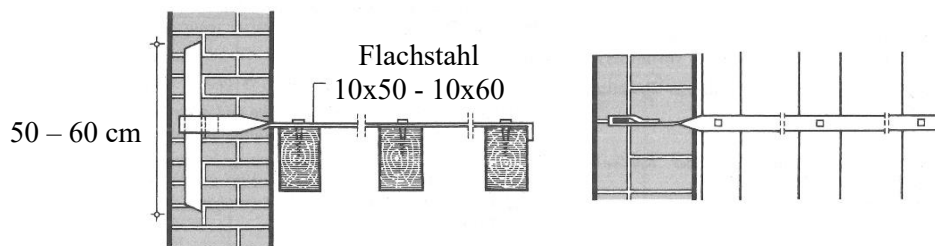


Abbildung 3-40: Giebelanke [50]

Giebelanker wiederholen sich in Abständen von ca. 3 m und verbinden drei oder vier Balken. Sie werden in der Regel an freien Wandflächen angeordnet, z.B. nicht über Fensteröffnungen oder in Pfeilervorlagen an Außenwänden.

3-3.5 WÄNDE

Wände sind vertikale, flächenhafte Bauteile, die zusammen mit den Decken eine raumbildende und schützende Funktion erfüllen. Je nach statischem System des Gebäudes können sie eine tragende oder nichttragende Funktion erfüllen. Da in den meisten Fällen statische Berechnungen und Dimensionierungsangaben von Bestandsbauten nicht vorliegen, erfolgt die Unterscheidung zwischen tragenden und nichttragenden Wänden auf Basis einiger Anhaltspunkte. Die Lage der Wand im Grundriss kann ein Hinweis darauf sein, ob eine Wand tragend ist. Wände, die geschossweise übereinander stehen, sowie Außenwände sind in der Regel tragend. Weiters ist die Wanddicke ein guter Hinweis: Mauerwerkswände mit einer Dicke ab 17,5 cm sind meistens tragend [39]. Wände, die als Auflager von Decken dienen und somit die Deckenlasten aufnehmen, haben ebenso eine tragende Funktion.

Bei Gründerzeitgebäuden sind die hof- und straßenseitig orientierten Außenwände, die Mittelwand, sowie die Wände des Stiegenhauses tragend, wie in Abbildung 3-41 dargestellt. Die Giebelwände, welche die Außenwände verbinden, haben eine trennende und brandschützende Funktion. Dabei wird angenommen, dass die Decken in Richtung Straßenseite – Innenhof gespannt sind und dass die Spannrichtung pro Geschoss unverändert bleibt. Die mittlere tragende Innenwand ist in Bezug auf eine Aufstockung von

besonderem statischem Interesse, wobei diese im Grundriss durch Kamine und Wandöffnungen geschwächt ist, was in Abbildung 3-41 zu erkennen ist [52].



Abbildung 3-41: Wände und Kamine am Beispiel eines Gründerzeithauses

Hauptsächlich leiten die tragenden Wände die vertikalen Lasten aus dem Dachtragwerk und den Decken über die Fundamente in den Boden weiter. Neben den vertikalen Einwirkungen aus Eigengewicht, Nutzlasten, Schnee und Wind übertragen sie auch horizontale Lasten aus Wind und Erdbeben. Dabei unterscheidet man zwischen Außenwände, die dem Wind (lokale Biegung) und der Lasten der Decke ausgesetzt sind, und der Mittelwand, die als Auflager der Decken dient. Die Mittelwand muss dabei höhere vertikale Lasten übertragen können, weshalb diese dicker als die anderen Wände ausgeführt wurde. Zudem befinden sich im Bereich der Mittelwand oft Kamine, die nicht belastet werden dürfen.

Während moderne Wände mit Hilfe spezieller Baustoffe hohe bauphysikalische Anforderungen wie Wärme-, Schall- und Feuchtigkeitsschutz erfüllen können, wurden historisch gesehen alle Anforderungen von einem Baustoff, dem Ziegel, erfüllt.

Die Wände der Gründerzeit wurden vorwiegend als einschaliges, unbewehrtes Ziegelmauerwerk ausgeführt. Als Material wurden normalformatige, industriell oder handwerklich hergestellte Ziegel und Kalkmörtel mit lokalen Zuschlagstoffen eingesetzt [59]. Das Mauerwerk wurde geschossweise um jeweils eine Ziegelschar (15,0 cm) verbreitert. So konnten, beginnend im Dachgeschoss mit einer Wanddicke von 30,0 cm, Mauerstärken der Kelleraußenwände von bis zu einem Meter erreicht werden. Die Wanddicke der Giebelwände beträgt im Kellergeschoss 45,0 oder 60,0 cm, in den Obergeschossen meistens 45,0 cm und im Dachgeschoss 30,0 cm. Giebelwände mussten nicht geschossweise verbreitert werden, da sie in der Regel keine tragende Funktion hatten [52].

3-3.5.1 Ziegelmauerwerk

Das Ziegelmauerwerk ist ein Verbundwerkstoff, der aus zwei Baustoffen, dem Ziegel und dem Mörtel besteht. Es wurde nach den geltenden Regeln handwerklich hergestellt [66]. Im Folgenden werden die Materialeigenschaften von Ziegeln und Mörtel, sowie deren Verbund und die Festigkeitseigenschaften des Mauerwerks behandelt.

Ziegel

Im Mauerwerk österreichischer Gründerzeitbauten kamen je nach Baujahr Voll- oder Lochziegel mit einem Lochanteil von max. 25% der Lagerfläche in unterschiedlichen Qualitäten und Formaten zum

Einsatz [67]. Vor Beginn der industriellen Ziegelproduktion Ende des 19. Jahrhunderts wurden die Ziegel im sogenannten handwerklichen Streichverfahren hergestellt.

Dieses erfolgte in folgenden Schritten [68]:

1. Einsumpfen des Tones: Der Ton wurde im Herbst in den Tonsumpf oder in Schlammgruben eingebracht, mit Wasser aufgegossen und im Winter gefroren. Dies führte zu einer besseren Verarbeitbarkeit und Auflockerung des Tones sowie zum Ausscheiden von Schadstoffen.
2. Schlämmen des Tones: Ton wurde verdünnt und umgerührt, wodurch schwere Bestandteile abgetrennt wurden.
3. Formgebung: Streichen des Tones mit Wasser oder feinem Sand und Einbringen in Holz- oder Eisenformen.
4. Austrocknen: Ziegel wurden an der Luft oder im Winter in beheizten Räumen für zwei bis drei Wochen ausgetrocknet.
5. Brennen: die Ziegel wurden in sogenannten Feld- oder Ofenbränden gebrannt

Mit der Wiener Bauordnung von 1883 [69] wurde ein einheitliches Ziegelformat mit einer Länge von 29,0 cm, einer Breite von 14,0 cm und einer Dicke von 6,50 cm eingeführt. In Preußen beispielsweise wurde das Ziegelformat (das sogenannte "Reichsformat") mit l/b/h = 25,0/12,0/6,50 cm festgelegt [35].

Bevor das Ziegelformat geregelt wurde, verwendeten die Ziegeleien ihre eigenen Formate, was heute eine Herausforderung bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des Mauerwerks von Bestandsobjekten darstellt. Die in der Gründerzeit in Österreich verwendeten Ziegelformate sind in Tabelle 3-12 zu finden.

Tabelle 3-12: Ziegelformate des 19. Jahrhunderts in Österreich [70]

Jahr	Hersteller	Ziegelformat l/b/h [cm]
bis 1857	Alois Miesbach (Meidling) und Giacomo Corrigliano (Inzersdorf)	28,8/13,8/7,00
ab 1857	Heinrich Drasche	30,1/14,4/6,60
ab 1869	Wienerberger	29,0/14,0/7,00



Abbildung 3-42: Wienerberger Ziegel mit Stempel (eigene Aufnahme im Archiv der Fa. Wienerberger)

Abbildung 3-42 zeigt einen Ziegel aus der Gründungszeit des Herstellers Wienerberger. Neben dem Stempel „W“, der für „Wienerberger“ steht, sind auch die Bezeichnungen „MA“ und „HD“ zu sehen, die auf die Namen der Hersteller (Alois Miesbach und Heinrich Drasche) hinweisen.

Neben den unterschiedlichen Ziegelformaten gibt es auch Qualitätsunterschiede in den mechanischen Eigenschaften der Ziegel in Abhängigkeit der Herstellungsmethode und des Brennverfahrens, die aus den Literaturangaben [59] in Tabelle 3-13 dargestellt sind. Zu erkennen ist dies unten an dem Verhältnis der Druck- bzw. Zugfestigkeiten zwischen „guten“ und „gewöhnlichen“ Ziegeln, wobei dieses Verhältnis bei

ca. zwei liegt. Es wird angenommen, dass die als „gut“ bezeichneten Ziegeln maschinell hergestellt sind, wobei die als „gewöhnlich“ deklarierten den handwerklich hergestellten Ziegeln entsprechen.

Tabelle 3-13: Steinfestigkeiten zur Bauzeit [59]

Stein	Druckfestigkeit σ_b [N/mm ²]	Zugfestigkeit σ_z [N/mm ²]	Schubfestigkeit σ_v [N/mm ²]
Ziegel, gewöhnlich	6,00 – 12,0	1,00	1,20
Ziegel, gut	14,0 – 25,0	2,00	
Handschlagziegel	15,0 – 30,0	2,50 – 5,00	
Maschinziegel	20,5 – 23,0	-	
Klinker	30,0 – 90,0	100	

Anmerkung: die angeführten Materialkennwerte stammen aus Literaturquellen von 1900 und beziehen sich somit auf das „ σ -zulässig“ (deterministische) Sicherheitskonzept. Eine Umrechnung auf das aktuelle semi-probabilistische Sicherheitskonzept ist daher erforderlich.

Zusätzlich wurden in verschiedenen Forschungsarbeiten Steinfestigkeiten von Wiener Gründerzeitobjekten experimentell festgestellt. Diese sind Tabelle 3-14 dargestellt:

Tabelle 3-14: Prüfwerte alter Mauerziegel aus der Wiener Gründerzeit [71]

Quelle	Druckfestigkeit f_b		Zugfestigkeit f_z		E-Modul		Rohdichte	
	Mittelwert [N/mm ²]	CoV	Mittelwert [N/mm ²]	CoV	Mittelwert [N/mm ²]	CoV	Mittelwert [g/cm ³]	CoV
[Furtmüller und Adam, 2009]	29,5	34,6	2,1	33,3	12 055	25,6	1 510	4,0
[Pech, 2010]	22,5	26,6	-	-	-	-	-	-
[Zimmermann und Strauss, 2010a]	19,3	39,7	-	-	13 489	52,6	1 467	6,6

Eine weitere Literaturquelle gibt die Prüfwerte historischer Mauerziegel an [71], mit der Unterscheidung zwischen:

- MZ ... handelsübliche Mauerziegel
- SM ... stranggepresste Mauerziegel
- HM ... handgestrichene Mauerziegel
- QU ... historische Mauerziegel aus 1796
- BE ... historische Mauerziegel aus 1884.

Die Kennwerte für die genannten Ziegel befinden sich in Tabelle 3-16. Dabei entsprechen die als „SM“ und „HM“ bezeichneten Ziegeln den heute handelsüblichen Ziegeln. Der historische Mauerziegel „QU“ wurde im handwerklichen Streichverfahren hergestellt, während der „BE“ Ziegel maschinell hergestellt wurde [71].

Tabelle 3-15: Prüfwerte alter Mauerziegel [71]

Ziegelart	Druckfestigkeit f_b		Zugfestigkeit f_z		E-Modul		Rohdichte	
	Mittelwert [N/mm ²]	CoV	Mittelwert [N/mm ²]	CoV	Mittelwert [N/mm ²]	CoV	Mittelwert [g/cm ³]	CoV
MZ	43,0	18,1	3,94	32,4	22 669	5,5	1,83	1,6
SM	31,3	16,3	3,76	18,0	11 867	18,7	1,90	1,2
HM	15,6	22,2	1,82	21,7	5 716	21,2	1,82	1,4
QU	9,5	56,2	0,52	37,4	2 726	11,7	1,65	4,3
BE	13,9	38,5	2,42	40,1	8 379	35,2	1,49	72,3

Mörtel

Mörtel ist laut ÖNORM EN 998-2 [72] ein Gemisch aus einem oder mehreren anorganischen Bindemitteln, Zuschlägen, Wasser und gegebenenfalls Zusatzstoffen und/oder Zusatzmittel und wird u.a. verwendet, um Ziegel oder Steine miteinander kraftschlüssig zu verbinden, wodurch Druck-, Schub-, Zug- und Biegespannungen übertragen werden. Zudem wird Mörtel verwendet, um Unebenheiten der Ziegel auszugleichen und eine ebene Oberfläche für die weitere Konstruktion zu schaffen. Mörtel kann auch als Abdichtungsmaterial verwendet werden, um das Eindringen von Wasser, Feuchtigkeit oder Schmutz in eine Struktur zu verhindern. Je nach Verwendungszweck und verwendeten Baumaterialien wurden in der Gründerzeit unterschiedliche Mörtelarten verwendet.

In der Gründerzeit wurde im Wohnbau überwiegend Kalkmörtel bzw. im Gründungsbereich Kalkzementmörtel verwendet [68]. Seltener wurden aber auch andere Mörtelarten, wie Zement-(Portland, Roman) und Gipsmörtel eingesetzt. Zementmörtel konnte eine höhere Festigkeit und Witterungsbeständigkeit erreichen, während Gipsmörtel bei der Gestaltung von Innenräumen eingesetzt wurde. Die Tabelle 3-16 zeigt mechanische Kennwerte von unterschiedlichen Arten der Mauermörtel, die in der Gründerzeit verwendet wurden.

Tabelle 3-16: Mechanische Kennwerte von Mauermörteln, Angaben um 1900 [52]

Mörtelart	Dichte [kg/m ³]	Druckfestigkeit f_m [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_z [N/mm ²]
Kalksandmörtel (Weißkalk)	1650	4,0 – 5,0	0,5 – 0,6
Mörtel aus hydr. Kalk	-	3,0 – 15,0	0,6 – 1,8
Romanzementmörtel	1700	8,0 – 13,0	1,0 – 2,0
Portlandzementmörtel	1700	12,0 – 16,0	0,8 – 1,6
Kalkzementmörtel	-	8,5 – 29,0	1,0 – 3,0

Anmerkung: die angeführten Materialkennwerte stammen aus Literaturquellen von 1900 und beziehen sich somit auf das „ σ -zulässig“ (deterministische) Sicherheitskonzept. Eine Umrechnung auf das aktuelle semi-probabilistische Sicherheitskonzept ist daher erforderlich.

Aufgrund der unterschiedlichen Bindemittelgehalte und der verschiedenen Mischungsrezepturen weisen die Kennwerte große Schwankungen auf. Aktuelle Messungen lt. [52] liefern Werte, die bis zu 80 % unter den in Tabelle 3-16 angegebenen Werten liegen. Bei Gründerzeitbauten kann eine Mörteldruckfestigkeit von nur 1 - 2 N/mm² erwartet werden [59] [71].

Tragfähigkeit des historischen Ziegelmauerwerks

Grundsätzlich gibt es zwei Möglichkeiten eine Aussage über die Tragfähigkeit von historischem Mauerwerk zu treffen. Die Materialkennwerte der Mauersteine, des Mörtels und des Mauerwerks werden für eine Vordimensionierung anhand von Literaturangaben, wie z.B. anhand Tabelle 3-13, Tabelle 3-16 oder Tabelle 3-17 abgeschätzt und sollten nachfolgend durch Laborversuche überprüft werden.

Tabelle 3-17: Zulässige Druckspannungen für Mauerwerk aus künstlichen Steinen [43]

Jahr	Mauerwerk aus	Mörtel	zulässige Druckspannung σ_{zul} [N/mm ²]	Anmerkung
1876	Ziegel	Kalkmörtel	0,70	-
	Klinker	Zementmörtel	1,40	-
1887	Ziegel	Kalkmörtel	0,70	-
	Ziegel	Zementmörtel	1,10	-
	Klinker	Zementmörtel	1,20 – 1,40	-
1890	Ziegel	-	1,00	gute gewöhnliche
	Ziegel	-	0,70	
1891	Ziegel	-	0,70	-
	Klinker	Zementmörtel	1,20	
1908	Ziegel	Kalkmörtel	0,70	-
	Klinker	Zementmörtel	1,10	-

Die erste Möglichkeit ist mit Vorsicht zu verfolgen, da die Herkunft der historischen Daten aus der Literatur oft unklar ist. Außerdem muss der Aspekt der unterschiedlichen Sicherheitskonzepte berücksichtigt werden. Vor der Einführung des Eurocodes wurde das deterministische („ σ -zulässige“) Sicherheitskonzept verwendet. Dabei wurden Unsicherheiten mit einem globalen Sicherheitsfaktor nur auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Im Folgenden werden das deterministische und das semiprobabilistische Sicherheitskonzept für die Mauerwerksbemessung gegenübergestellt.

Das deterministische Konzept

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} = \frac{\beta_{gr}}{\gamma_0} \quad (3.2)$$

Dabei sind:

- σ_{vorh} ... die vorhandene Spannung, ermittelt aus den sogenannten „Gebrauchslasten“
- σ_{zul} ... die festgelegte (determinierte) zulässige Spannung: „*ein mit steigender Erfahrung und Verbesserung der Ausführungsqualität schrittweise höhergesetzter Wert*“ [73]
- β_{gr} ... Grenzspannung
- γ_0 ... globaler Sicherheitsfaktor

Folgende globale Sicherheitsfaktoren wurden verwendet [73]:

- Betonbau $\gamma_0 = 1,70$
- Stahlbau $\gamma_0 = 1,50$

Holzbau $\gamma_0 = 2,50$

Im Mauerwerksbau wurde der globale Sicherheitsbeiwert von $\gamma_0 = 4,00$ eingesetzt [74].

Das semiprobabilistische Konzept

$$E_d = E_k \cdot \gamma_E \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.3)$$

Dabei sind:

- E_d ... Bemessungswert der Einwirkung
- E_k ... Charakteristischer Wert der Einwirkung
- γ_E ... Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung
- R_d ... Bemessungswert des Widerstandes
- R_k ... Charakteristischer Wert des Widerstandes
- γ_M ... Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand

Für ein Mauerwerk kann lt. ÖNORM B 3350 [75] ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 2,00$ angenommen werden.

Eine Verbindung zwischen dem alten und dem neuen Sicherheitskonzept kann durch die Umrechnung der Teilsicherheitsbeiwerte auf einem globalen Sicherheitsbeiwert hergestellt werden. Dabei wird die zulässige Spannung σ_{zul} mit dem Bemessungswert des Widerstandes gleichgesetzt:

$$\sigma_{zul} \triangleq R_d \quad (3.4)$$

Für den Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung kann ein gewichteter Wert ermittelt werden. Bei einem Ziegelmauerwerk wird davon ausgegangen, dass das Eigengewicht circa 2/3 der gesamten Beanspruchung beträgt. Somit errechnet sich der Teilsicherheitsbeiwert γ_E wie folgt:

$$\gamma_E = \frac{2}{3} \cdot \gamma_G + \frac{1}{3} \cdot \gamma_Q \quad (3.5)$$

Mit:

- γ_G ... Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen $\gamma_G = 1,35$ [75]
- γ_Q ... Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen $\gamma_G = 1,50$ [75]

$$\gamma_E = \frac{2}{3} \cdot 1,35 + \frac{1}{3} \cdot 1,50 = 1,40 \quad (3.6)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand von $\gamma_M = 2,00$ [75] wird für die Berücksichtigung des Kriechens durch 0,85 [75] dividiert und somit auf 2,35 vergrößert. Nun können die ausgerechneten Werte eingesetzt werden:

$$R_d = \frac{f_k}{\gamma_E \cdot \gamma_M} = \frac{f_k}{1,40 \cdot 2,35} = 0,30 \cdot f_k \triangleq \sigma_{zul} \quad (3.7)$$

Dieser Ansatz wird auch in der folgenden Form in ÖNORM B 3350 [75] eingeführt:

$$\sigma_{zul} = 0,30 \cdot K \cdot f_k \quad (3.8)$$

Dabei ist:

K ... Korrekturfaktor für die Berücksichtigung der Wandschlankheit; für $0 < \lambda > 10$ gilt $K = 1,0$

λ ... Wandschlankheit $\lambda = h/d$

h ... Höhe der Wand in cm

d ... Wanddicke in cm

Nun wird anhand einer Beispielrechnung gezeigt wie mit der Verwendung der Materialkennwerte nach dem deterministischen Sicherheitskonzept aus den historischen Tabellen eine Mauerwerksfestigkeit auf das semiprobabilistische Konzept umgerechnet werden kann. Nach ÖNORM B 3351 [74] wird die zulässige Druckspannung des Mauerwerks wie folgt ermittelt:

$$\sigma_{zul} = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{\sigma_{Z,mean}} \cdot \sqrt[4]{\sigma_{M,mean}} \quad (3.9)$$

Unter der Verwendung der ÖNORM B 3351 [74] aus 1983 sowie den oben angeführten Tabelle 3-14 können dabei folgende Mindestwerte angenommen werden:

mittlere Ziegeldruckfestigkeit $\sigma_{Z,mean} = 10,0 \text{ N/mm}^2$

mittlere Mörteldruckfestigkeit $\sigma_{M,mean} = 1,00 \text{ N/mm}^2$

Mit der Gleichung (3.9) errechnet sich die zulässige Druckspannung des Ziegelmauerwerks:

$$\sigma_{zul} = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{10,0} \cdot \sqrt[4]{1,00} = 0,791 \approx 0,80 \text{ N/mm}^2 \quad (3.10)$$

Der Wert von $0,80 \text{ N/mm}^2$ ist mit den Werten aus Tabelle 3-17 vergleichbar. Die ausgerechnete Druckspannung wird nun mit dem globalen Sicherheitsfaktor für das Mauerwerk von $\gamma = 4,00$ multipliziert, um die mittlere Druckspannung zu berechnen.

$$\sigma_{MW,mean} = 0,80 \cdot 4,00 = 3,20 \text{ N/mm}^2 \quad (3.11)$$

Mithilfe der ausgerechneten „mittleren“ Druckspannung kann der 5% - Fraktile mit Hilfe der Kovarianz nach [76] wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{\mu,05} \approx \sigma_{MW,k} = \sigma_{MW,mean} \cdot (1 - 1,645 \cdot CoV) \quad (3.12)$$

Mit einer Kovarianz $CoV \approx 15,0\%$ [76] kann die Druckspannung des Mauerwerks ermittelt werden:

$$\sigma_{\mu,05} \approx \sigma_{MW,k} = 3,20 \cdot (1 - 1,645 \cdot 0,15) = 2,41 \text{ N/mm}^2 \quad (3.13)$$

Mit Gleichung (3.8) kann die charakteristische Mauerwerksfestigkeit f_k ausgerechnet werden:

$$f_k = \frac{\sigma_{zul}}{0,30 \cdot K} = \frac{0,80}{0,30 \cdot 1,00} = 2,67 \text{ N/mm}^2 \quad (3.14)$$

Laut ÖNORM B 3350 (Tragende Wände: Berechnung, Bemessung und Ausführung) [77] kann die charakteristische Mauerwerksfestigkeit für ein Mauerwerk aus Vollziegel wie folgt ermittelt werden:

$$f_k = 0,60 \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (3.15)$$

Mit:

f_k ... charakteristische Mauerwerksfestigkeit in N/mm^2

f_b ... mittlere Ziegeldruckfestigkeit in N/mm^2

f_m ... mittlere Mörteldruckfestigkeit in N/mm^2

$$f_k = 0,60 \cdot 10,0^{0,65} \cdot 1,00^{0,25} = 2,68 \text{ N/mm}^2 \quad (3.16)$$

Die Formel (3.15) ist auch in ÖNORM B 4008-1 [78] angeführt, wobei für ein Verbandsmauerwerk aus Vollziegeln mit Normalmörtel eine Abminderung der Mauerwerksdruckfestigkeit von 20% vorgesehen ist:

$$f_k = 0,80 \cdot 0,60 \cdot 10^{0,65} \cdot 1,0^{0,25} = 2,14 \text{ N/mm}^2 \quad (3.17)$$

Zusammenfassend können für ein Mauerwerk aus Ziegeln einer mittleren Druckfestigkeit von $10,0 \text{ N/mm}^2$ und aus Mörtel mit der mittleren Druckfestigkeit von $1,00 \text{ N/mm}^2$ die ausgerechneten charakteristischen Mauerwerksfestigkeiten anhand Tabelle 3-18 verglichen werden:

Tabelle 3-18: Vergleich der Mauerwerksdruckfestigkeiten

	σ_{zul}	$\sigma_{\mu,05}$	f_k	f_k	f_k
Ermittlung nach	ÖNORM B 3351 [74]	-	ÖNORM B 3350 [75]	ÖNORM B 3350 [75]	ÖNORM B 4008-1 [78]
Mauerwerksdruckfestigkeit [N/mm^2]	0,80	2,41	2,67	2,68	2,14

Aus der Tabelle 3-18 lässt sich ein Umrechnungsfaktor zwischen den Sicherheitskonzepten von etwa **3,0** feststellen.

3-3.6 KAMIN / RAUCHFANG

Gründerzeitgebäude wurden in der Regel mit Kaminöfen beheizt. Hierfür wurden die Kamine bzw. Rauchfänge meist in der tragenden Innenwand bzw. in den Giebelwänden firstnah angeordnet. Da diese nicht belastet werden durften, und aus Gründen des Brandschutzes, wurden die Rauchfänge von der tragenden Konstruktion des Gebäudes entkoppelt.

Im Bereich der Dachkonstruktion erfolgte dies mittels Wechselbalken, die mittels eines Zapfens mit der restlichen Konstruktion verbunden wurden. Im Fall, dass der Wechselbalken unterhalb der Konstruktionsebene angeordnet wurde, wurde er mit einem Bolzen mit der Konstruktion verbunden.

Die Entkoppelung des Rauchfanges von der Tramdecke bzw. der Doppelbaumdecke (siehe Abbildung 3-43) wurde ebenfalls mit Auswechselungen ausgeführt, wobei die Decken zusätzlich zu den Zapfen mittels Eisenklammern lagegesichert wurden. Zur brandschutztechnischen Entkopplung mussten die Holzbauteile einen Mindestabstand von 20,0 cm zum Rauchfang aufweisen, welcher oft mit Biberschwanziegeln und Mörtel oder Beton ausgefüllt wurde [35].

Bei Gewölbedecken wurden die Druckkräfte über einen Bogen um den Rauchfang in die umliegende Konstruktion abgeleitet, wie in Abbildung 3-43 dargestellt [35].

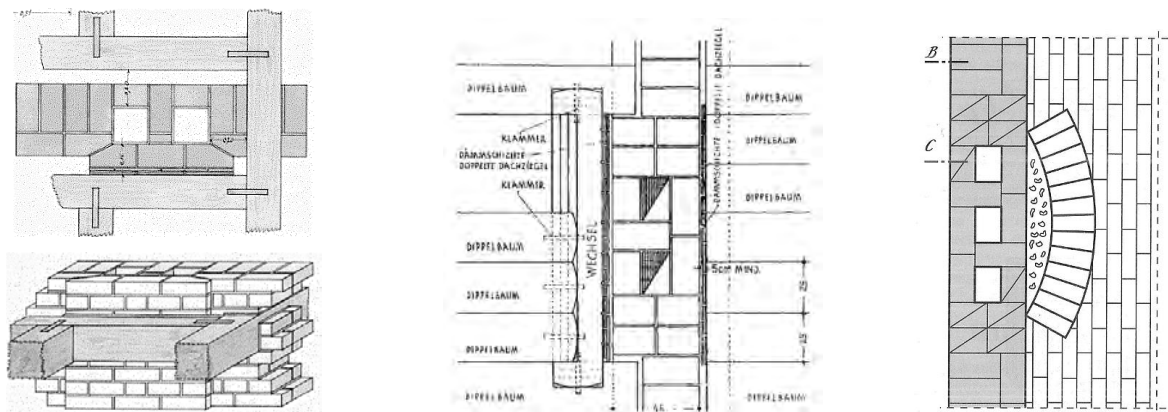
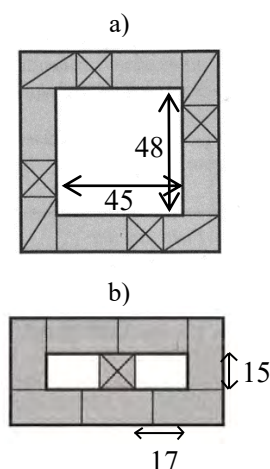


Abbildung 3-43: Entkopplung der Rauchfänge; Tramdecke [79], Doppelbaumdecke [80], Gewölbedecke [50]

Die Kamine der Gründerzeitgebäude ragen mindestens 1,00 m über die Dachfläche hinaus und haben meist eine Stärke, die der Hälfte des Mauerziegels entspricht [41]. Sie sind als einschalige Konstruktionen aus Ziegeln oder Kalksandsteinen mit Kalkzementmörtel ausgeführt [35].

Es wird unterschieden zwischen:



- a) weiten, sog. schließbaren Kaminen
- b) engen, sog. russischen Kaminen [41].

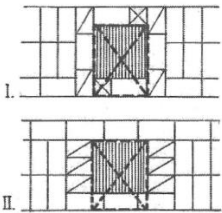
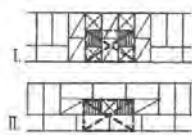
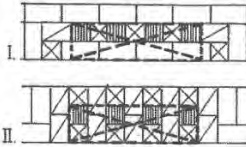
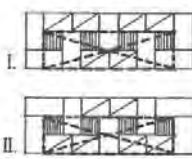
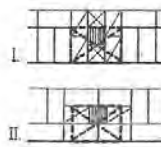
Schließbare Kamine haben größere Querschnitte (mindestens 45,0 x 48,0 cm) und sind besteigbar (man kann sie von innen aus besteigen) [41].

Unter engen Kaminen sind Kamine mit einem lichten runden oder rechteckigen Mindestquerschnitt von 15,0 x 17,0 cm zu verstehen. Lt. [41] durften nicht mehr als vier solche Kamine in einen Rauchfang geleitet werden.

Abbildung 3-44: weiter und enger Kamin [35]

In Tabelle 3-19 sind Ausführungsvarianten der schließbaren und engen Kamine dargestellt.

Tabelle 3-19: Kaminquerschnitte [59]

schließbare Kamine	freigelegter Querschnitt	
	l/b [cm]	A _{brutto} [cm ²]
	45,0/60,0	2700
enge Kamine		
	45,0/30,0	1350
	105/30,0	3150
	105/30,0	3150
	45,0/30,0	1350

3-3.7 FASSADENELEMENTE

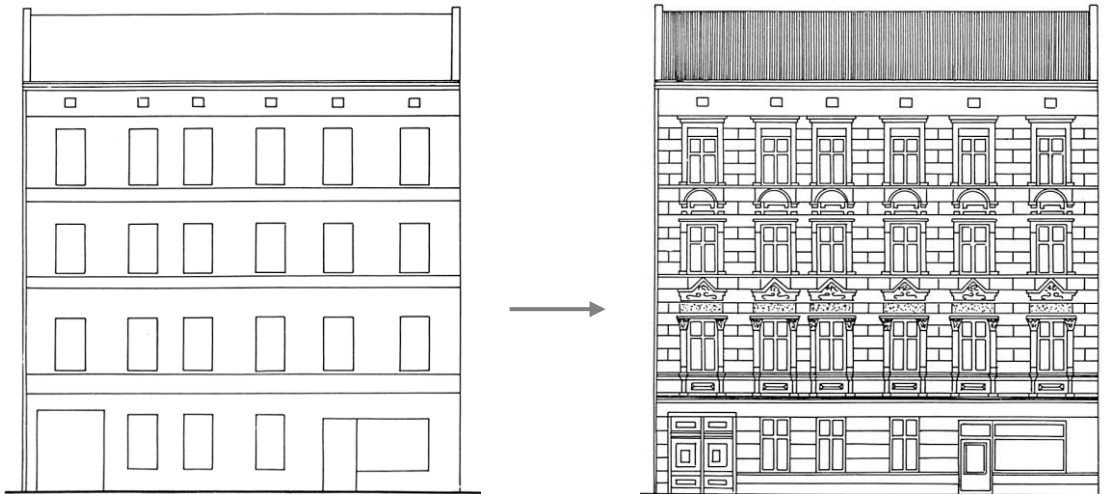


Abbildung 3-45: Von der „Lochfassade“ zur fertigen Fassade [81]

Die Herstellung der gründerzeitlichen Fassade kann als „Patchwork“ angesehen werden, da es sich um eine Kombination aus Fassadenformteilen und Putz handelt, die entweder in das Mauerwerk eingespannt oder an das Mauerwerk mit Dübeln und Draht befestigt sind [21]. Die Elemente tragen sich selbst, sind aber nicht belastet [81].

Im Folgenden werden ausgewählte Fassadenelemente und ihre Befestigungsmaßnahmen analysiert.

3-3.7.1 Fassadenelemente im Fensterbereich

Die Fassadenelemente im Bereich des Fensters wurden in der Gründerzeit aus Werkstein, aus vorgefertigten Ziegeln, aus einer Mischung von Kunststein und Werkstein oder als vorgefertigte Gipselemente ausgeführt [35] [81]. Unter Werkstein versteht man einen bearbeiteten, meistens quaderförmigen, behauenen Naturstein.

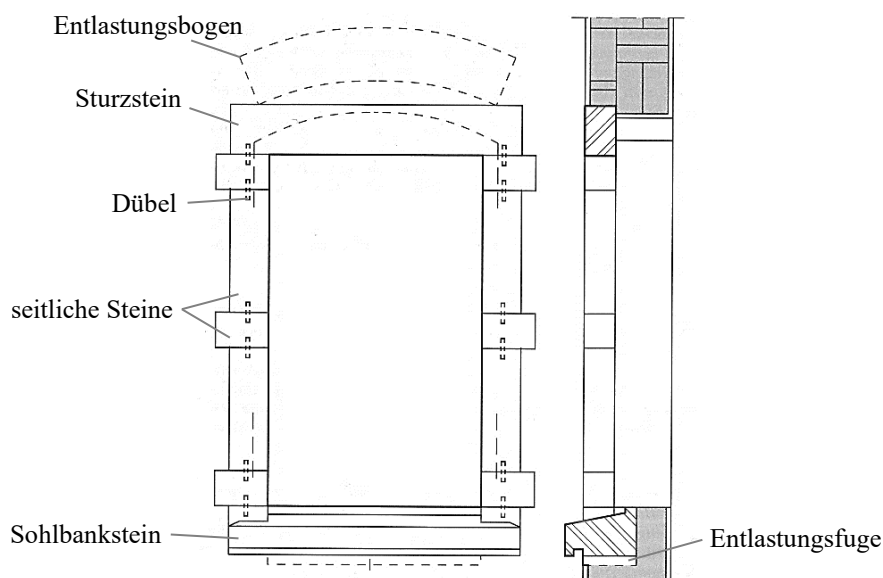


Abbildung 3-46: Beispiel von Fassadenelementen aus Werkstein im Fensterbereich [35]

Bei Fassadenelemente aus Werkstein wurden die einzelnen Steine durch Dübeln aus Metall oder Eichenholz miteinander verbunden (siehe Abbildung 3-46). Die Befestigung an die Wand hat durch eine Verankerung funktioniert [35]. Der Werksteinsturz wurde oft durch eine Bogenform entlastet. Aufgrund vom starren Verbund der Mauer mit den Fassadenelementen um das Fenster konnte es bei Setzungen des

Gebäudes zu großen Lastumlagerungen und dadurch zu Rissen im Sturz- oder Brüstungsbereich kommen. Dem wurde durch eine Entlastungsfuge im Sohlbank- oder Sturzbereich entgegengewirkt.

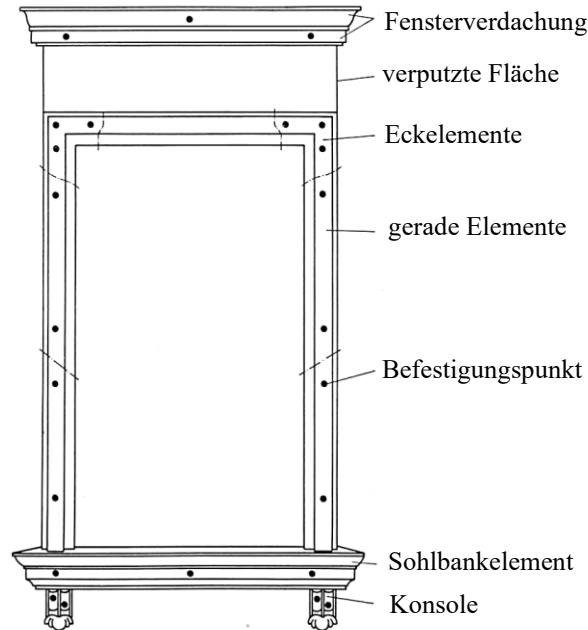


Abbildung 3-47: Befestigungspunkte der Fassadenelemente im Fensterbereich [81]

Die Abbildung 3-47 zeigt, an welchen Stellen vorgefertigte Fassadenelemente aus Gips an das Mauerwerk befestigt wurden. Hierfür wurden die Befestigungspunkte an den Elementen markiert und gebohrt.

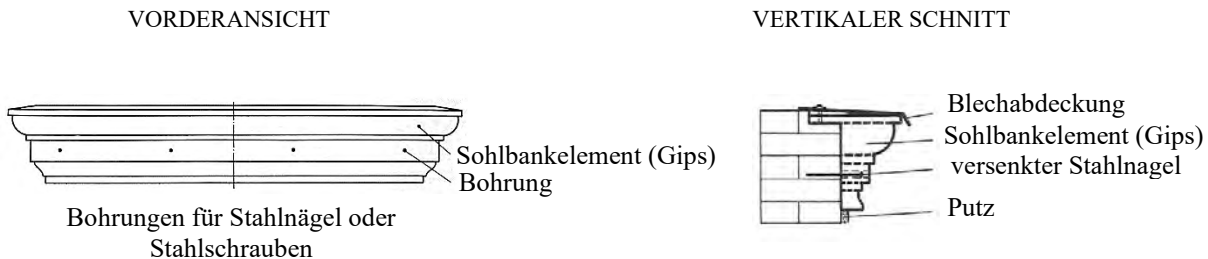


Abbildung 3-48: Befestigung des Sohlbankelementes [81]

Abbildung 3-48 zeigt eine Befestigungsmöglichkeit eines Sohlbankelementes aus Gips. Dabei wird die Sohlbank an mehreren Stellen gebohrt und mit Stahlnägel oder Stahlschrauben an das Mauerwerk befestigt. Als Wasserschutz befindet sich oft an der Oberseite eine Blechabdeckung.

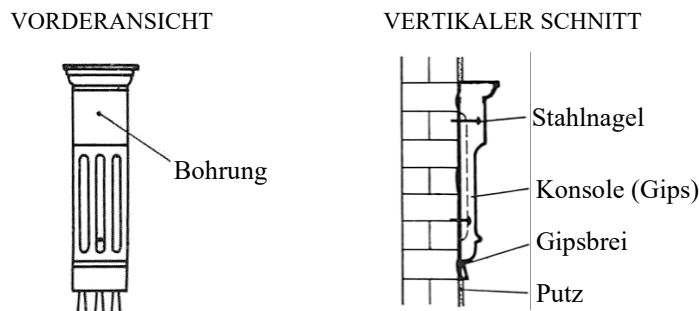


Abbildung 3-49: Befestigung der Konsole im Fensterbereich [81]

Die Abbildung 3-49 zeigt, wie eine Gipskonsole im Fensterbereich anzuordnen wäre. Sie wird ebenfalls gebohrt und mit Stahl Nagel an das Mauerwerk befestigt.

3-3.7.2 Gesimse

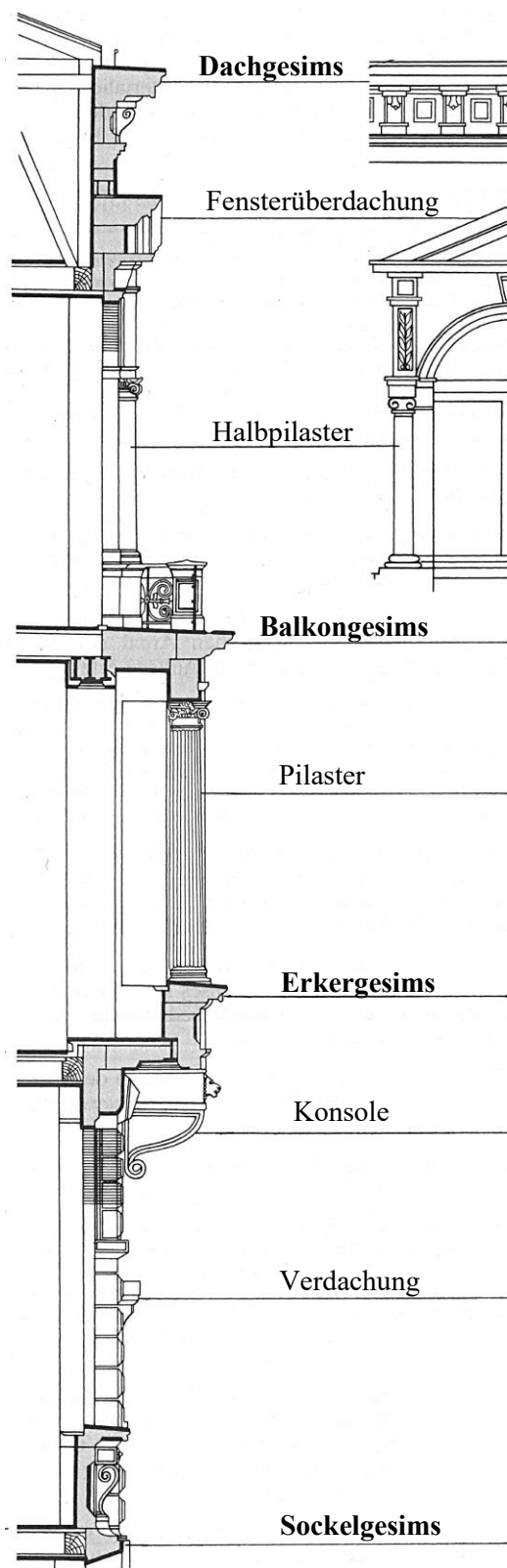


Abbildung 3-50: Fassadenschnitt eines Wohnhauses, Bauzeit um 1871 [35]

Die Definition und Gliederung der Gesimse befinden sich in Abschnitt 3-2.4.2. In Abbildung 3-50 sind anhand eines Fassadenschnittes verschiedene Arten der Gesimse dargestellt.

Da es in dieser Arbeit um die konstruktiven Randbedingungen zur Nachverdichtung von Gründerzeitgebäuden geht, werden im Folgenden die Haupt- oder Dachgesimse behandelt. Neben ihrer architektonischen Funktion, dienen Gesimse zum konstruktiven Schutz der Wände vor Niederschlagswasser, indem sie das an der Fassade herablaufende Wasser mittels Taufleisen (Blechabdeckungen) zum Abtropfen bringen. Zudem haben Gesimse auch eine zum Teil tragende Funktion, da sie ihr Eigengewicht und die aufliegenden Bauteile (z.B. Dachrinne) tragen müssen [35].

Um die gestalterischen und konstruktiven Aufgaben von Gesimsen zu erfüllen, wurden diese teilweise mit großen Auskragungen ausgeführt. Abhängig von der Auflast durch die begehende Konstruktion (Eigengewicht des Mauerwerks und des Dachtragwerks) wurden oft verschiedene Verankerungsmethoden mit Eisenrost, Stahlprofile oder Nägeln verwendet [35], um das Gesims gegen Umkippen zu sichern.

„Die Gesimse wurden aus einzelnen Mauersteinen oder Werksteinblöcken zusammengesetzt. Jeder einzelne Stein oder Block sollte, aber auch das gesamte Gesims musste lagesicher verlegt werden. Das Kippen um jede mögliche Kante war mit Sicherheit auszuschließen. Das galt für sowohl den Bauzustand, für das fertig eingebaute Gesims als auch für Instandsetzungsarbeiten am Gesims.“ [35]

Im Folgenden werden die für die Wohnbauten der Gründerzeit typische Ausführungsvarianten von Gesimsen und ihre entsprechende Befestigungsmaßnahmen behandelt. Hinsichtlich der Ausführungsart und des Materials wird unterschieden zwischen [35]:

- **gemauerte Gesimse:** vollständig gemauerte Gesimse, entweder als Sichtmauerwerk oder verputzt. Ja nach Auskragung können sie selbsttragend oder verankert sein.
- **Stuckgesimse:** teilweise gemauerte oder nicht gemauerte Gesimse, die durch das Aufbringen und Befestigen von verschiedenen Stuckelementen aus Terrakotta oder Gips hergestellt sind.
- **Werksteingesimse:** aus Werkstein hergestellte Gesimse, die entweder selbsttragend oder verankert sind.

Gemauerte Gesimse

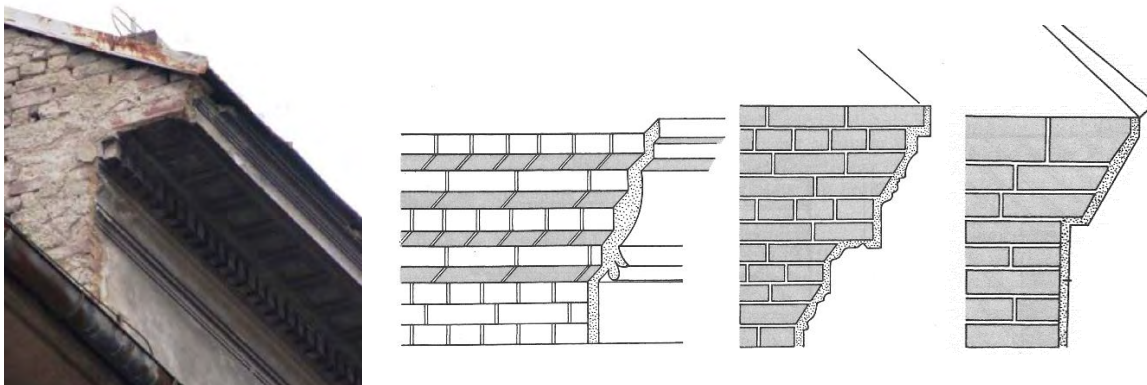


Abbildung 3-51: Gemauerte Gesimse mit Putz [52] [35]

Die häufigste Ausführung der Hauptgesimse erfolgte durch eine Mauerung und darauffolgendes Auftragen von Putz (siehe Abbildung 3-51). Das Gesimsprofil wurde dabei mit Formziegeln, Dachziegeln oder Mauersteinen mit Kalkzementmörtel vorgemauert und mit Putz mit Hilfe von Schablonen (Gesimsschlitten) verputzt [35].

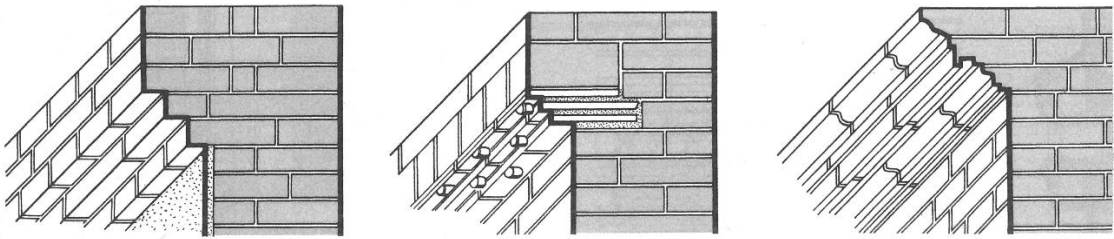


Abbildung 3-52: Gemauerte Gesimse als Sichtmauerwerk [35]

Für Gesimse als Sichtmauerwerk (siehe Abbildung 3-52) wurden entweder abgeschnittene Mauersteine oder industriell vorgefertigte Formsteine für die Formgebung verwendet. Die von der Fa. Wienerberger, vorgefertigten Formsteine sind in Abbildung 3-53 dargestellt.

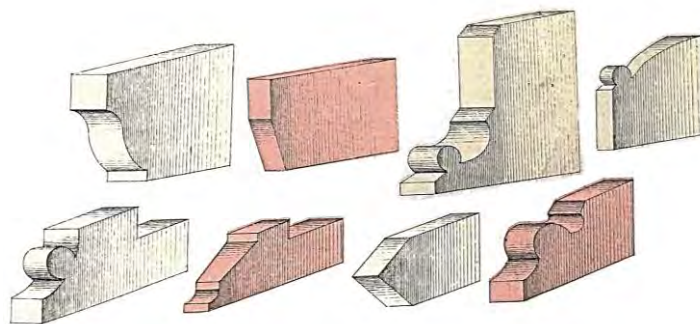


Abbildung 3-53: Vorgefertigte Formziegel von Wienerberger [82]



Abbildung 3-54: Verankerung von gemauerten Gesimsen; links und mitte: Verankerung mit Profilstahl [52]; rechts: Verankerung mit einem Rost aus Flachstählen [35]

Für gemauerte Gesimse, die eine große Auskragung hatten, war eine Lagesicherung durch Verankerung erforderlich. Die Abbildung 3-54 zeigt zwei Beispiele von Verankerungen. Das linke und das mittlere Bild zeigen die Lösung mit einem Stahlprofil, das in die darunter stehende Wand mit Stahlstäben verankert ist. Auf der rechten Seite der Abbildung 3-54 ist eine Lagesicherung des Gesimses mit einem Rost aus Flachstählen dargestellt.

Stuckgesimse

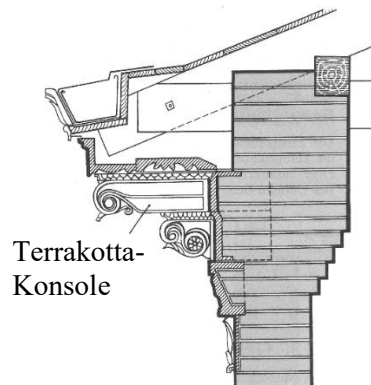


Abbildung 3-55: Hauptgesims mit Terrakotta-Konsole, Bauzeit 1876 [35]

Anstatt einer vollständigen Mauerung der Gesimse wurden oft Stuckkonsolen verwendet, die in das Mauerwerk eingemauert oder daran befestigt wurden. Häufig wurden Hohlkörper aus gebranntem Ton, die sogenannte Terrakotta-Konsolen, verwendet. Um ihre Standsicherheit zu erhöhen, wurden sie in einigen Fällen mit Mörtel verfüllt, was bei einer Durchfeuchtung zu Frostschäden führte [35]. Die Abbildung 3-55 zeigt ein Hauptgesims mit einer eingemauerten Terrakotta-Konsole aus dem Jahr 1876.

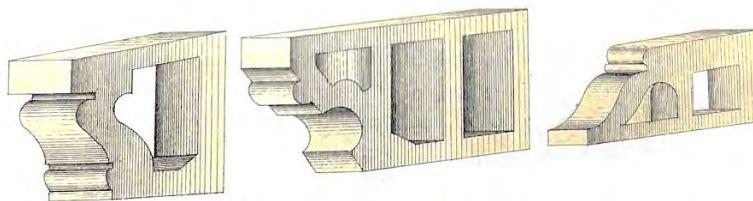


Abbildung 3-56: Vorgefertigte Hohlelemente von Wienerberger [82]

Solche vorgefertigte Formelemente, die von Fa. Wienerberger hergestellt wurden, sind in Abbildung 3-56 und Abbildung 3-57 dargestellt.



Abbildung 3-57: Wienerberger Fassadenelement aus gebranntem Ton (eigene Aufnahme im Archiv der Fa. Wienerberger)

Sie wurden zum Teil eingemauert und fugenlos gestoßen verlegt und in der Stoßfuge mit Dübeln miteinander verbunden. Die Lage der Dübellöcher ist in Abbildung 3-57 ersichtlich. Um die Lagesicherheit der Konsolen oder Gesimsen zu gewährleisten, mussten sie in das Mauerwerk rückverankert werden, was in Abbildung 3-58 dargestellt ist.

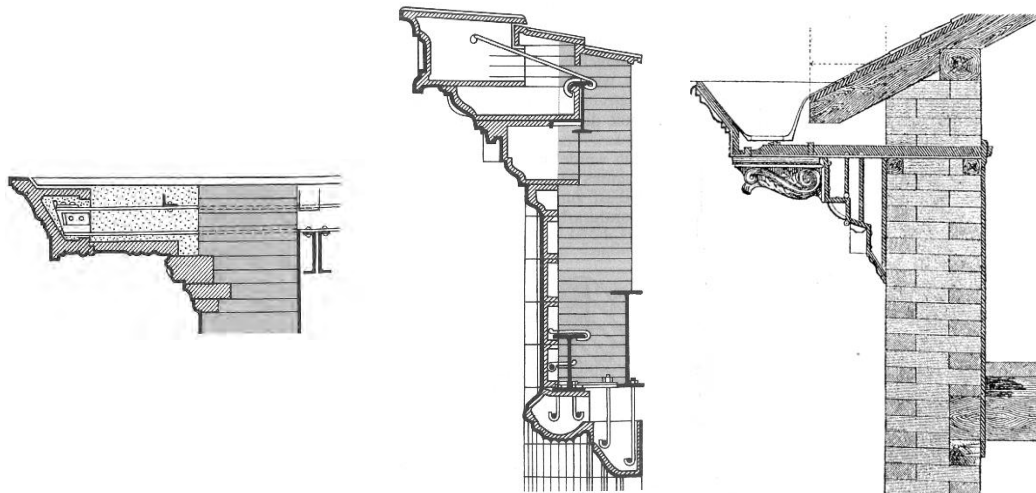


Abbildung 3-58: Verankerung der Terrakotten [35] [83]

In Abbildung 3-58 sind Verankerungsmöglichkeiten von Gesimsen aus Terrakotta dargestellt, die zusätzlich mithilfe von Rundstahlhaken an innenliegenden, eingemauerten I-Profilen verankert sind.

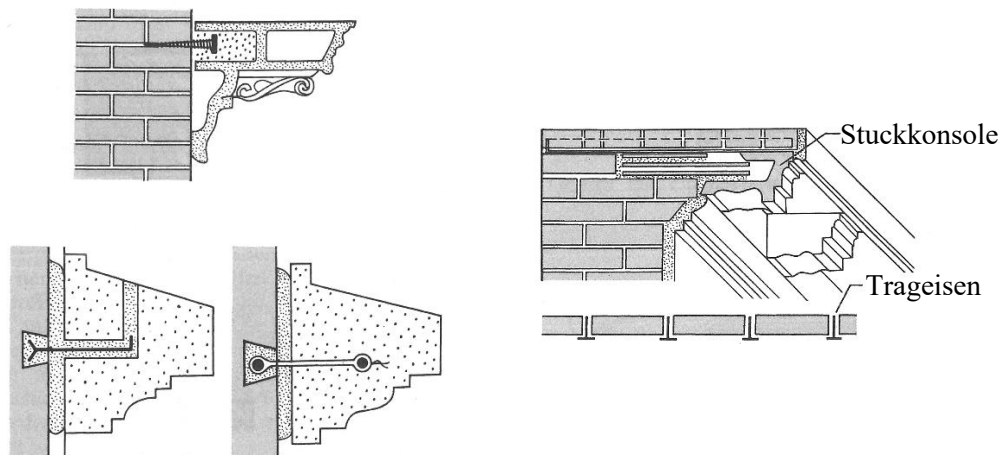


Abbildung 3-59: Verankerung von Stuckgesimsen; links: Nagelung, Ankerhaken, Verrödeldraht; rechts: Putzgesims mit Konsole aus Gips [35]

Eine weiteres Stuckgesims stellte das Putzgesims aus Gips dar. Um Kosten zu sparen hat man die Zierteile des Gesimses aus Gips mittels Gussformen vorgefertigt und sie mit Nägeln, Haken oder Rödeldraht befestigt, wie in Abbildung 3-59 dargestellt.

Werksteingesimse

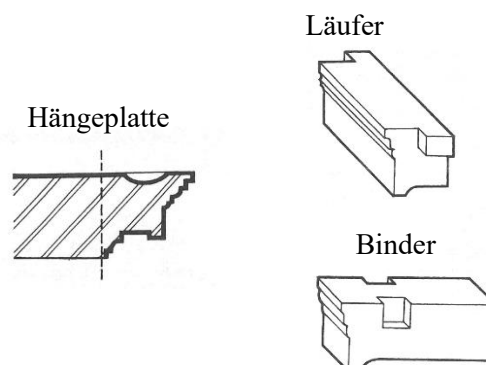


Abbildung 3-60: links: profilierte Hängeplatte; rechts von oben nach unten: Läufer und Binder [35]

In der Gründerzeit wurden oft Werksteingesimse aus Naturstein verwendet. Dabei hat man eine Hängeplatte mit profiliertem Vorderkante auf die Wand aufgelegt und verankert. Die Auskragung hat sich dabei aus einem Läufer und Binder zusammengesetzt (siehe Abbildung 3-60) [35].

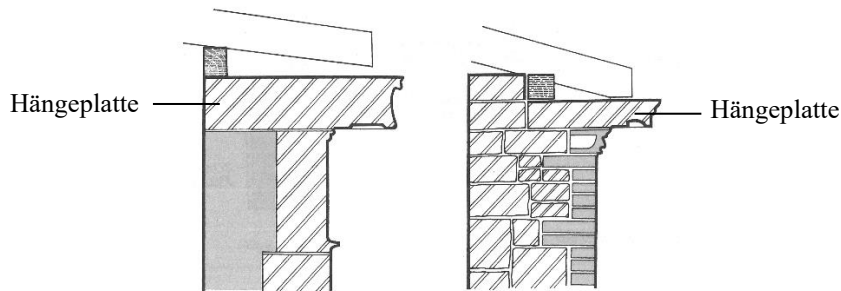


Abbildung 3-61: *Selbsttragende Werksteingesimse; links: liegende Hängeplatte, die die Außenwand komplett überdeckt; rechts: Mischkonstruktion aus einer kleineren Platte, Bruchstein und Mauerstein [35]*

Die Abbildung 3-61 zeigt zwei selbsttragende Hauptgesimse aus Werkstein. Im ersten Fall ist die Hängeplatte durchgehend und überdeckt die Außenwand vollständig. Rechts ist ein Mischmauerwerk aus Werkstein und Mauerziegeln zu sehen.

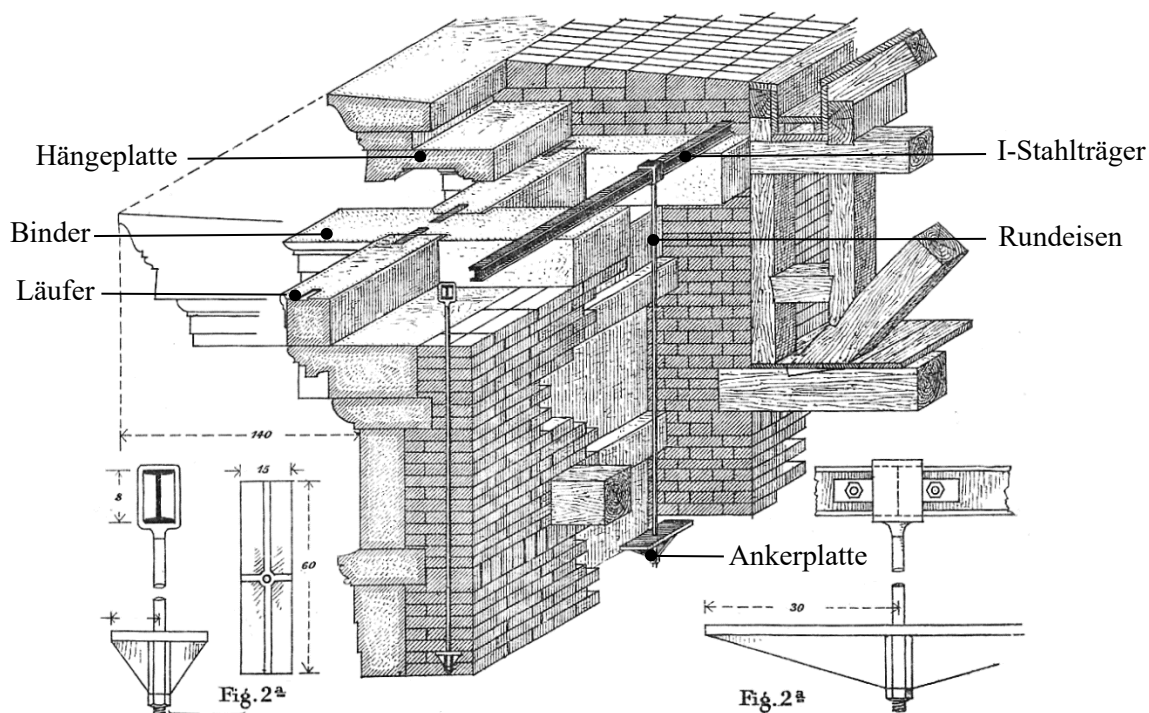


Abbildung 3-62: *Dreidimensionale Darstellung eines rückverankerten Gesimses [84]*

In Abbildung 3-62 ist ein rückverankertes Gesims aus Werkstein dargestellt. Die Verankerung erfolgt mittels eines I-Stahlprofils, das über den hinteren Teil der Konstruktion verläuft und von Rundstäben mit einer Ankerplatte gehalten wird.

Beurteilung des Zustandes von Gesimsen [52]

Gesimse sind ein wichtiger Bestandteil der architektonischen Gestaltung von Gründerzeitgebäuden und sollten bei einer Aufstockung in ihrer Form erhalten bzw. wenn möglich rekonstruiert werden. Viele Gesimse sind aufgrund ihrer Lage verschiedenen schädlichen Umwelteinflüssen ausgesetzt und befinden

sich daher in einem suboptimalen Zustand. Der Zustand und die Standsicherheit der Gesimse müssen vor einer Aufstockung bzw. vor baulichen Maßnahmen überprüft werden.

Die häufigsten Ursachen für Schäden an Gesimsen sind:

- Umwelteinflüsse (Eindringen von Feuchtigkeit, Säuren, bauschädlichen Salzen)
- Materialalterung (Erosion, Korrosion)
- unsachgemäße Instandsetzungsarbeiten.

Um den Zustand einer Gesims-Konstruktion zu beurteilen, ist es empfehlenswert, diese durch einen Lokalaugenschein zu untersuchen. Hierfür kann die Öffnung des Mauerwerks erforderlich sein. Für die Beurteilung sind außerdem folgende Bauteile zu untersuchen:

- Kniestock: Untersuchung der Standsicherheit, Feuchtegehalt und mögliche Schadstoffeinträge
- Verankerungen: Untersuchung auf Korrosion; im Fall der Korrosion soll der Restquerschnitt ermittelt werden oder die Verankerung soll ausgetauscht werden
- Mauerbank/Fußpfette: Untersuchung auf Feuchtegehalt, Feuchteschaden, Insektenbefall
- Decke: Untersuchung auf Feuchtegehalt, Feuchteschaden, Insektenbefall im Bereich der Verankerung der Gesimse [52].

Beurteilung der Lagesicherheit von Gesimsen

Im Folgenden wird die Standsicherheit eines gemauerten Gesimses mit einer Ausladung von 23,0 cm überprüft.

Lastaufstellung:

- Eigengewicht der Ausladung G_k
- Nutzlast am Rand des Gesimses lt. ÖNORM B 1991-1-1:2017-02, Abschnitt 8.1.3 [61] von $Q_k = 1,00 \text{ kN}$

Das Eigengewicht der Ausladung wird wie folgt berechnet:

$$G_k = A \cdot \gamma \cdot e \quad (3.18)$$

Dabei sind:

- A ... Querschnittsfläche der Ausladung in m^2
 γ ... Wichte der Mauerziegel $\gamma = 15,0 \text{ kN/m}^3$ lt. [83]
 e ... Einflussbreite $e = 1,00 \text{ m}$

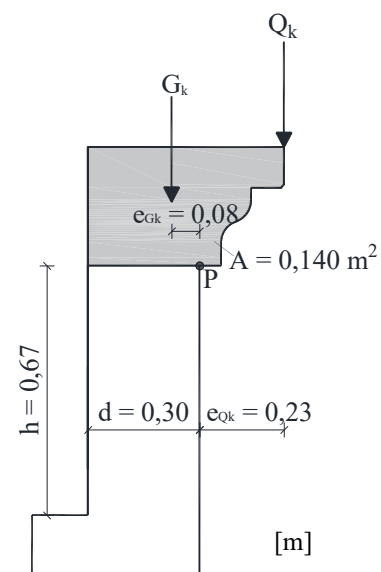


Abbildung 3-63: Geometrie des Gesimses

$$G = 0,140 \text{ m}^2 \cdot 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,00 \text{ m} = 2,10 \text{ kN} \quad (3.19)$$

Für den Nachweis der Lagesicherheit (EQU – „Equilibrium“) werden lt. ÖNORM EN 1990:2003 [85] folgende Teilsicherheitsbeiwerte eingesetzt:

- $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,10$... Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen (ungünstig)

$\gamma_{G,\text{inf}} = 0,90$... Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen (günstig)

$\gamma_Q = 1,50$... Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen

Damit die Lagesicherheit gewährleistet wird, muss die Summe der Momente um den Kippunkt P (siehe Abbildung 3-63) auf der linken Seite größer als die Summe der Momente auf der rechten Seite des Gesimses sein.

$$\sum M_{P,\text{li}} > \sum M_{P,\text{re}} \quad (3.20)$$

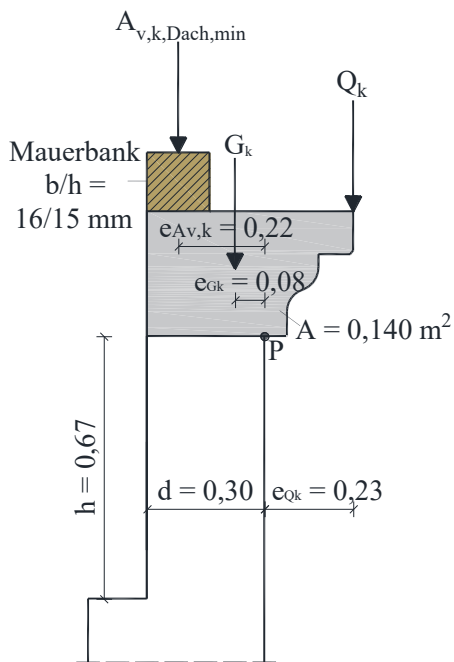
$$\gamma_{G,\text{inf}} \cdot G_k \cdot e_{Gk} > \gamma_Q \cdot Q_k \cdot e_{Qk} \quad (3.21)$$

$$0,90 \cdot 2,10 \text{ kN} \cdot 0,08 \text{ m} > 1,50 \cdot 1,00 \text{ kN} \cdot 0,23 \text{ m} \quad (3.22)$$

$$0,151 \text{ kNm} > 0,345 \text{ kNm} \quad (3.23)$$

Der Nachweis der Lagesicherheit im Bauzustand ist **nicht erfüllt**. Folglich musste das Gesims im Bauzustand lagegesichert werden.

Die minimale erforderliche Auflagerkraft aus dem Dachtragwerk kann wie folgt berechnet werden:



$$A_{v,k,\text{Dach,min}} = \frac{Q_d \cdot e_{Qk} - G_d \cdot e_{Gk}}{\gamma_{G,\text{inf}} \cdot e_{A_{v,k}}} \quad (3.24)$$

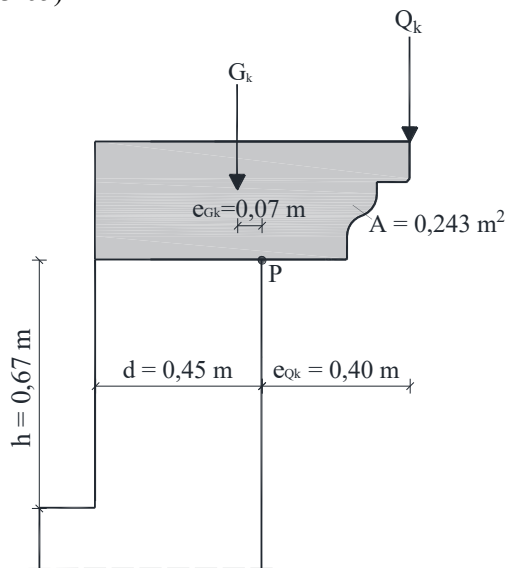
$$A_{v,k,\text{Dach,min}} = \frac{0,345 \text{ kNm} - 0,151 \text{ kNm}}{0,90 \cdot 0,22 \text{ m}} \quad (3.25)$$

$$= 0,980 \text{ kN}$$

Um das Gesims ohne Verankerung lagezusichern ist eine Auflast aus dem Dachtragwerk von **0,980 kN** erforderlich.

Abbildung 3-64: Geometrie des Gesimses mit Auflast aus der Dachkonstruktion

Nun wird die Lagesicherheit eines Gesimses mit Auskrägung von 40,0 cm geprüft (siehe Abbildung 3-65).



Dafür muss das Eigengewicht der Auskrägung erneut nach Gleichung (3.18) berechnet werden. Die Vorgehensweise ist gleich wie bei dem bereits berechneten Beispiel:

$$G_k = 0,243 \text{ m}^2 \cdot 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,00 \text{ m} = 3,65 \text{ kN} \quad (3.26)$$

$$\sum M_{P,li} > \sum M_{P,re} \quad (3.27)$$

$$\gamma_{G,inf} \cdot G_k \cdot e_{Gk} > \gamma_Q \cdot Q_k \cdot e_{Qk} \quad (3.28)$$

Abbildung 3-65: Geometrie eines Gesimses mit einer Auskrägung von 40,0 cm

$$0,90 \cdot 3,65 \text{ kN} \cdot 0,07 \text{ m} > 1,50 \cdot 1,00 \text{ kN} \cdot 0,40 \text{ m} \quad (3.29)$$

$$0,230 \text{ kNm} > 0,600 \text{ kNm} \quad (3.30)$$

Der Nachweis der Lagesicherheit im Bauzustand ist **nicht erfüllt**. Folglich muss das Gesims im Bauzustand lagesesichert werden. Für das in Abbildung 3-65 dargestellte Gesims wird für die Lagesicherung mit einem Anker die erforderliche Verankerungslänge x ausgerechnet. Dabei wird eine Ankerplatte mit einer Breite von 25,0 cm angenommen.

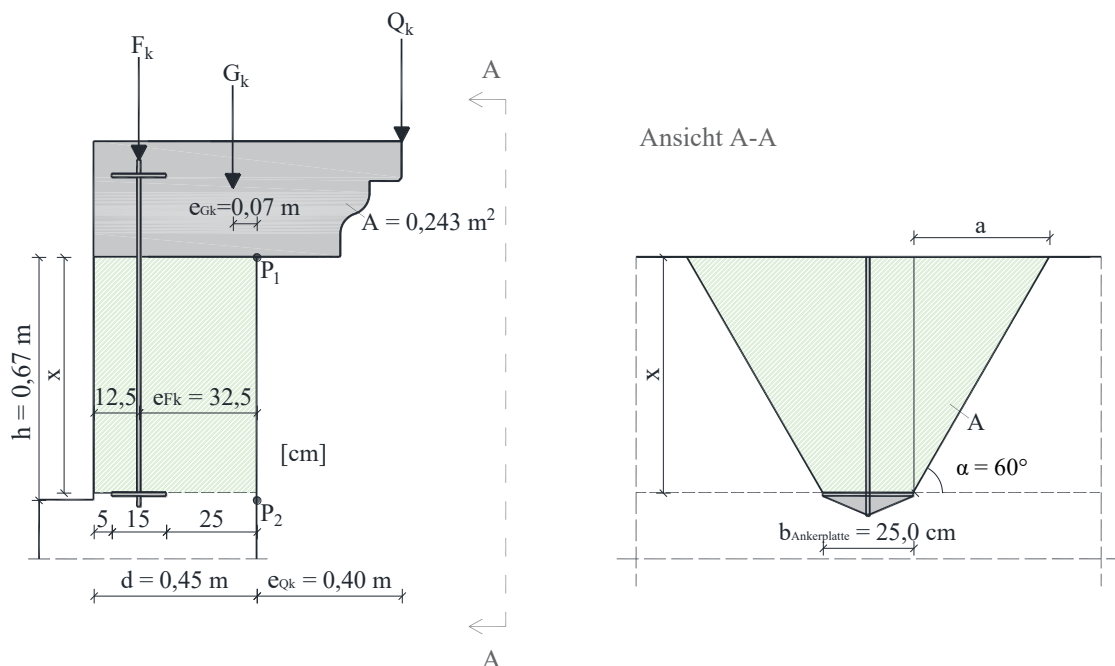


Abbildung 3-66: links: Geometrie des Gesimses mit Verankerung; rechts: Einzugsfläche des rückhaltenden Mauerwerks zur Lagesicherung des Gesimses

Die Einzugsfläche des rückhaltenden Mauerwerks zur Lagesicherung des Gesimses (siehe Abbildung 3-66) ist durch den Lastausbreitungswinkel von 60° bestimmt und sie wird wie folgt berechnet:

$$A = \left(\frac{a \cdot x}{2} + \frac{b_{\text{Ankerplatte}}}{2} \cdot x \right) \cdot 2 = \frac{x^2}{\tan(60^\circ)} + 0,25 \cdot x \quad (3.31)$$

Mit:

$$a = \frac{x}{\tan(60^\circ)}$$

b ... Breite der Ankerplatte; Annahme: $b = 25,0 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$

Die Gewichtskraft des rückhaltenden Mauerwerks kann wie folgt ausgerechnet werden:

$$\begin{aligned} F_k &= A \cdot \gamma \cdot b \cdot e = \left(\frac{x^2}{\tan(60^\circ)} + 0,25 \cdot x \right) \cdot 15,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} \\ &= 3,90 \cdot x^2 + 1,69 \cdot x \end{aligned} \quad (3.32)$$

Die Grenzbedingung für das Kippen um Punkt P_1 (siehe Abbildung 3-66) wird aufgestellt:

$$\sum M_{P_1,li} = \sum M_{P_1,re} \quad (3.33)$$

$$\gamma_{G,inf} \cdot G_{1,k} \cdot e_{G_{1,k}} + \gamma_{G,inf} \cdot F_k \cdot e_{F_k} = \gamma_Q \cdot Q_k \cdot e_{Q_k} \quad (3.34)$$

$$0,90 \cdot 3,65 \text{ kN} \cdot 0,07 \text{ m} + 0,90 \cdot (3,90 \cdot x^2 + 1,69 \cdot x) \cdot 0,325 \text{ m} = 1,50 \cdot 1,00 \text{ kN} \cdot 0,40 \text{ m} \quad (3.35)$$

$$1,141 \cdot x^2 + 0,494 \cdot x - 0,38 = 0 \quad (3.36)$$

$$x_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (3.37)$$

$$x_1 = 0,402 \text{ m} \quad x_2 = -0,835 \text{ m} \quad (3.38)$$

Die erforderliche Verankerungslänge für das dargestellte Gesims mit der Auskragung von $40,0 \text{ cm}$ und einer Ankerplatte der Ankerbreite von $25,0 \text{ cm}$ beträgt somit **40,2 cm**.

Nun wird das Kippen des verankerten Gesimses um Punkt P_2 für eine Einflussbreite von 1,00 m überprüft:

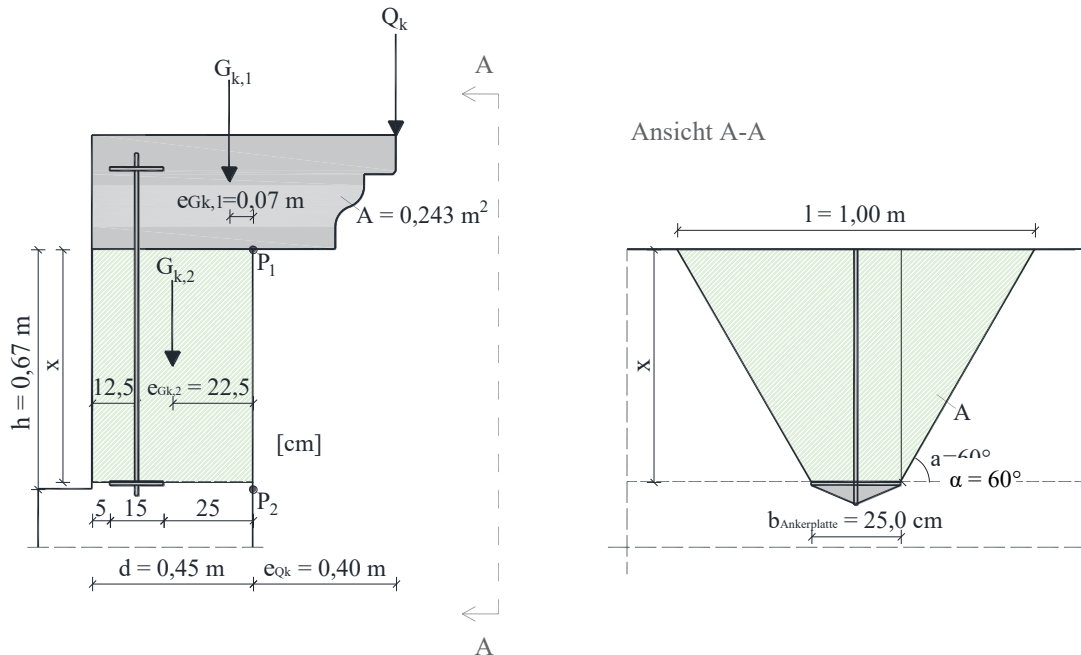


Abbildung 3-67: links: Geometrie des verankerten Gesimses; rechts: Einzugsfläche des rückhaltenden Mauerwerks zur Lagesicherung des Gesimses mit der Einflussbreite von 1,00 m

Für eine Einflussbreite von 1,00 m kann die Verankerungslänge geometrisch ermittelt werden:

$$l = b_{\text{Ankerplatte}} + 2 \cdot \frac{x}{\tan(60^\circ)} \quad (3.39)$$

$$x = (l - b_{\text{Ankerplatte}}) \cdot \frac{\tan(60^\circ)}{2} \quad (3.40)$$

$$x = (1,00 \text{ m} - 0,25 \text{ m}) \cdot \frac{\tan(60^\circ)}{2} = 0,650 \text{ m} \quad (3.41)$$

Nun kann die Gewichtskraft $G_{2,k}$ ausgerechnet werden:

$$G_{2,k} = A \cdot \gamma \cdot b \quad (3.42)$$

$$G_{2,k} = \left(\frac{x^2}{\tan(60^\circ)} + 0,25 \cdot x \right) \cdot 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,45 \text{ m} \quad (3.43)$$

$$G_{2,k} = \left(\frac{0,65^2}{\tan(60^\circ)} + 0,25 \cdot 0,65 \right) \cdot 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,45 \text{ m} = 2,74 \text{ kN} \quad (3.44)$$

Die Grenzbedingung für das Kippen um Punkt P_2 (siehe Abbildung 3-67) wird aufgestellt:

$$\sum M_{P_2,li} > \sum M_{P_2,re} \quad (3.45)$$

$$\gamma_{G,inf} \cdot G_{1,k} \cdot e_{G_{1,k}} + \gamma_{G,inf} \cdot G_{2,k} \cdot e_{G_{2,k}} > \gamma_Q \cdot Q_k \cdot e_{Q_k} \quad (3.46)$$

$$0,90 \cdot 3,65 \text{ kN} \cdot 0,07 \text{ m} + 0,90 \cdot 2,74 \text{ kN} \cdot 0,225 \text{ m} > 1,50 \cdot 1,00 \text{ kN} \cdot 0,40 \text{ m} \quad (3.47)$$

$$0,185 \text{ kNm} > 0 \quad (3.48)$$

Die Fuge im Punkt P_2 ist überdruckt.

3-4 DACHWERK

Das Dach bildet den oberen Abschluss eines Gebäudes und dient in erster Linie als Schutz vor Witterungseinflüssen. Zudem ist das Dach aufgrund seiner Lage vielfältigen Belastungen ausgesetzt und muss daher dauerhaft tragfähig sein. Es ist ein wichtiger Bestandteil der Gebäudehülle und erfüllt damit auch eine gestalterische Funktion. Neben den Hauptanforderungen, wie Tragfähigkeit, Regendichtheit und Brandschutz, stellt die relativ neue Umnutzung des Daches in Wohnraum zusätzlich bauphysikalische Anforderungen, wie z.B. Schall-, sommerlicher und winterlicher Wärmeschutz.



Abbildung 3-68: Grazer Dachlandschaft [86]

In Österreich wurden aus insgesamt 2.050.000 Gebäude rund 17 % (350 000) Gebäude vor 1919 errichtet [87]. Diese Statistik deutet auf einen großen historischen Bestand in Österreich hin. Graz mit seiner berühmten Dachlandschaft (siehe Abbildung 3-68) ist ein besonders bemerkenswertes Beispiel einer Stadt, die viel zu bewahren hat. Laut einer Studie des Instituts für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz [88] besteht bei 82 % der 45 erhobenen Dachtragwerke Instandsetzungsbedarf. Dies spiegelt sich auch mit der Einschätzung von A. Meisel und H. Majcenovic (Sachverständiger für historische Bauwerke) wider [89].

Darüber hinaus gewinnt das „Bauen im Bestand“ zunehmend an Bedeutung. Aufgrund der attraktiven Innenstadtlage werden trotz der hohen Baukosten immer mehr Dachräume bestehender Gebäude ausgebaut. Die zumeist ungenutzt oder als Lagerraum verwendeten Dachräume werden zu Luxusimmobilien umgebaut. Jede Aufwertung muss aber den neuen Bauvorschriften entsprechen, um unnötige und schädliche Veränderungen der Dachstruktur und somit eine Gefährdung des kulturellen Erbes zu vermeiden, wie in Kapitel 2: *Rechtliche Rahmenbedingungen* erläutert. Wirtschaftlichkeit, Nachhaltigkeit, kultureller Umweltschutz und Bedeutung für die Baukunst können als wichtige Begründungen für die Erhaltung von historischen Dachwerken genannt werden [63].

3-4.1 BEGRIFFE UND AUFTEILUNG

Vor dem Ende des 19. Jahrhunderts wurden hölzerne Dachkonstruktionen erbaut, die sich heute noch durch die Qualität der Bauteile und der zimmermannsmäßigen Verbindungen auszeichnen. Bis zu diesem bedeutsamen Zeitpunkt in der Entwicklung der Baustatik wurden Dachkonstruktionen überwiegend nach Erfahrungswerten errichtet [63].

Historisch betrachtet ist eine enorme Vielfalt an Dachkonstruktionen erkennbar. Sie können nach ihrer Form, Neigung oder statischer Konstruktion gegliedert werden. Im Folgenden werden die Begrifflichkeiten und die Klassifizierung der historischen Dachwerke mit dem Fokus auf die Gründerzeit-Epoche diskutiert.

Grundsätzlich besteht ein Dach aus dem Dachtragwerk (Tragkonstruktion) und der Dachhaut (Dachdeckung). Unter Dachhaut versteht man die äußeren Bauteile des Daches, die auf der Tragkonstruktion aufliegen und die die primäre Aufgabe haben, das Tragwerk gegen Witterungseinflüsse

zu schützen. Typischerweise wurden Gründerzeitdächer mit Biberschwanzziegel abgedeckt. Ihre Ausführung und Befestigung sind in Abschnitt 3-4.4 behandelt. Die Dachkonstruktion nimmt die einwirkenden Lasten wie Wind und Schnee auf und leitet sie in die darunter liegenden Bauteile weiter.

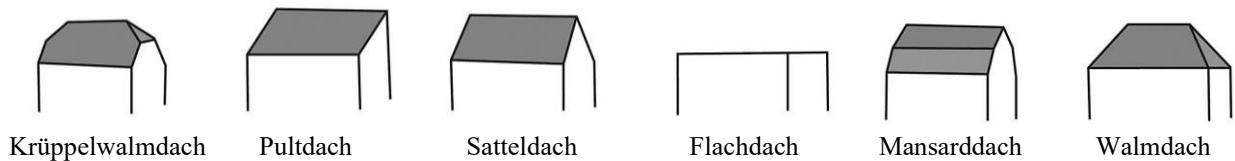


Abbildung 3-69: Dachformen [55]

Die Tragkonstruktionen sowie die Dachformen sind aus den Bautraditionen und den Randbedingungen des jeweiligen Standortes entstanden und variieren deshalb regional. Für die Betrachtung des Zeitraums der Gründerzeit sind in Österreich Satteldächer von Bedeutung. Bei dem Satteldach (siehe Abbildung 3-69) treffen zwei entgegengesetzt geneigte Dachflächen in der Firstlinie zusammen.

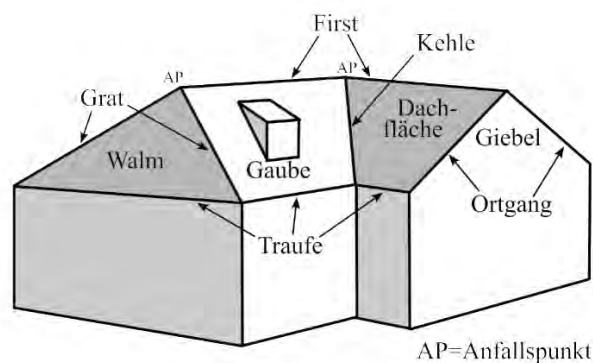


Abbildung 3-70: Allgemeine Bezeichnungen des Daches [90]

Die Abbildung 3-70 zeigt die allgemeinen Bezeichnungen der Dachbereiche.

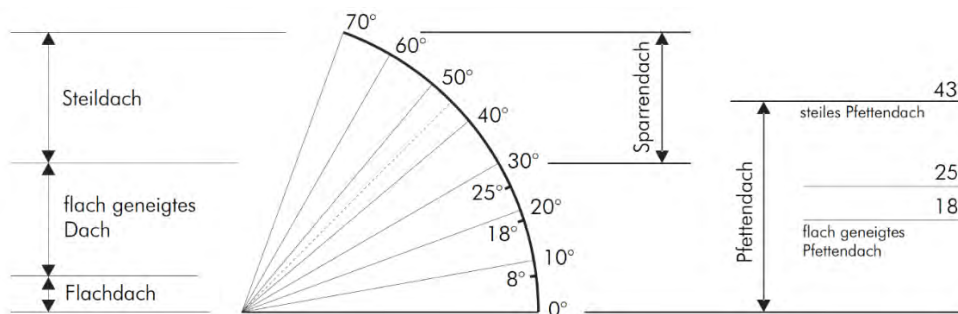


Abbildung 3-71: Anhaltswerte für die Einordnung der Dächer nach der Dachneigung [89]

Bei der Dachneigung wird grundsätzlich zwischen Steil- und Flachdächern unterschieden (siehe Abbildung 3-71), wobei das Flachdach eine eher moderne Entwicklung der Dachkonstruktion darstellt.

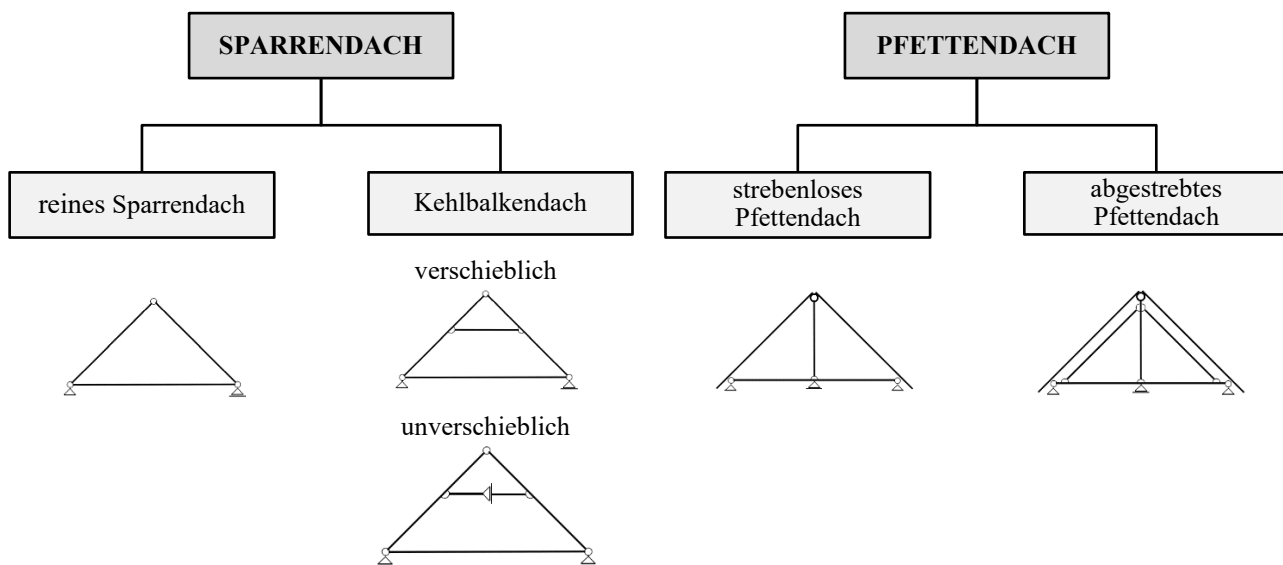


Abbildung 3-72: Aufteilung Sparren- und Pfettendächer

Weiters wird zwischen zwei Hauptdachtypen unterschieden: das Sparren- und das Pfettendach. Diese beiden Konstruktionen haben sich unabhängig voneinander entwickelt – das Sparrendach war ursprünglich im deutschsprachigen Raum die häufigste Form, während das Pfettendach in Südeuropa entstand. Der Übergang vom Sparren- zum Pfettendach ist in Mitteleuropa im 19. Jahrhundert bemerkbar [89]. Sie unterscheiden sich vor allem in der Konstruktion und damit in der Art der Lastabtragung. Auch in den typischen Neigungen, Anwendungen, Geometrie, Auflagerung etc. sind Unterschiede erkennbar. In Abhängigkeit von den geometrischen und konstruktiven Randbedingungen haben sich zahlreiche Varianten der beiden Konstruktionen entwickelt. Im Folgenden werden die zwei Grundtypen beschrieben und gegenübergestellt.

3-4.1.1 Sparrendach

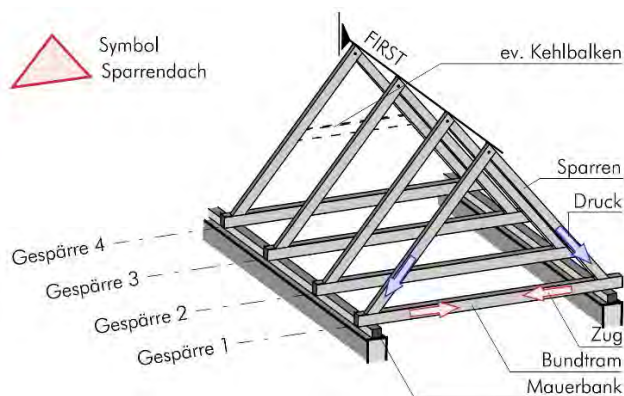


Abbildung 3-73: statisches System eines Sparrendachs [63]

Die Tragkonstruktion eines typischen Sparrendaches besteht aus sich hintereinander wiederholenden Dreigelenkrahmen, wie in Abbildung 3-73 dargestellt. Dabei bilden ein Sparrenpaar und ein Bundtramm zusammen einen Dreigelenkrahmen. Die Sparren nehmen Biegemomente, Normalkräfte und Querkkräfte auf und können zusätzlich durch einen Kehlbalken verstärkt werden. Der Bundtramm nimmt den Horizontalschub aus den Sparren auf, dient somit als Zugband. Da der Horizontalschub bei Dachtragwerken ab einer Dachneigung von 30° rasch zunimmt,

ist die Ableitung der Seitenkräfte zur Mauerbank ein statisch wesentlicher Punkt. Da diese Kräfte über den Bundtramm kurzgeschlossen werden, ist die Konstruktion des Sparrendaches für größere Dachneigungen ($> 30^\circ$) besser geeignet. In Firstrichtung wurde das Tragwerk über sogenannte Windrispen ausgesteift [89]. Im Vergleich zu klassischen Pfettendächer ist der Holzverbrauch bei einfachen Sparren- und Kehlbalkenkonstruktionen geringer. Allerdings weist das Sparrendach gegenüber Pfettendächer auch einige Nachteile auf, wie z.B. dass in der Herstellung relativ aufwendige Verbindungen zur Aufnahme des Horizontalschubes der Sparren nötig sind. Zudem ist ein hoher konstruktiver Aufwand bei Auswechslungen nötig, sollte ein Rauchfang in der Achse eines Vollgespärres

zu liegen kommen. Weiters sind mit Sparrendächern nur einfache Grundrissformen und symmetrische Dächer möglich [63] [91].

3-4.1.2 Pfettendach

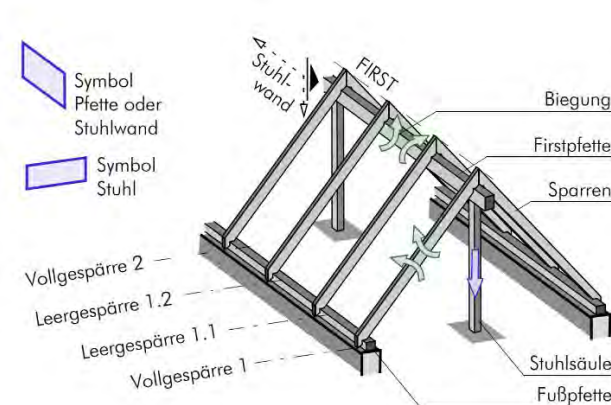


Abbildung 3-74: statisches System eines Pfettendachs [63] [91]

Ein einfaches Pfettendach besteht aus Sparrenpaaren, die direkt auf einer Fußpfette und einer First- oder einer Mittelpfette aufliegen, wie in Abbildung 3-74 dargestellt. Somit wirken die Sparren als ein- bzw. zweifeldrige Biegeträger mit oder ohne Kragarm, wobei die Lasten gleichmäßig über die Fußpfette in die darunterliegenden Außenwände eingeleitet werden. Die im First verlaufende Pfette wird durch Stuhlsäulen abgestützt, wodurch die Punktlasten über Schwellen oder direkt in das Mauerwerk eingeleitet werden. An den Giebelwänden liegen die Pfetten direkt im Mauerwerk auf. Zur Längsaussteifung werden entlang der Stuhlsäulen sogenannte Stuhlwände angeordnet, die das Dachtragwerk über Kopfbänder aussteifen.

Beim klassischen Pfettendach nehmen die Sparren Biegemomente und Querkräfte auf und müssen im Gegensatz zum Sparrendach nicht zur Lastabtragung durch ein Zugband im Fußbereich kurzgeschlossen werden. Konstruktiv gesehen sind die Sparren ein Teil der Dachhaut. Das Pfettendach eignet sich gut für flachere Dachneigungen (maximal 45°) sowie kompliziertere Grundriss- und Dachformen. Auswechslungen für Rauchfänge stellen für diese Dachkonstruktion keine große Herausforderung dar [63] [91].

3-4.1.3 Hybridsysteme

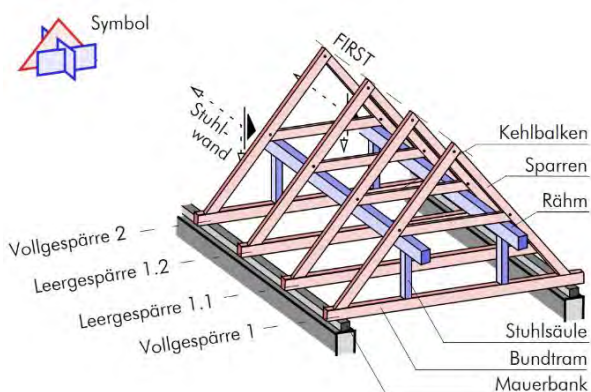


Abbildung 3-75: Kehlbalkendach mit zweifach stehendem Stuhl [63]

Die statischen Systeme moderner Dachkonstruktionen lassen sich sehr einfach zu einer der angeführten Grundtypen zuordnen. Historische Dachwerke sind jedoch oft Hybridsysteme, die mehrfach statisch unbestimmt sind. Sie variieren stark je nach geografischer Lage und Epochen. Häufig findet sich Dachwerke mit zusätzlichen Stuhlsäulen, Streben, Pfetten oder Kehlbalken, die je nach Lage, Geometrie und Steifigkeiten in unterschiedlichen Weisen zu Lastabtragung beitragen. Für solche Mischkonstruktionen kann eine Klassifizierung in „pfettendachartige“ und „sparrendachartige“ beziehungsweise „kehlbalkendachartige“ Tragwirkung vorgenommen werden.

Entscheidend für die Klassifizierung ist das Bauteil, das die Sparren direkt trägt. Werden beispielsweise die Sparren direkt von den Pfetten getragen, handelt es sich um ein „pfettendachartiges“ System [63].

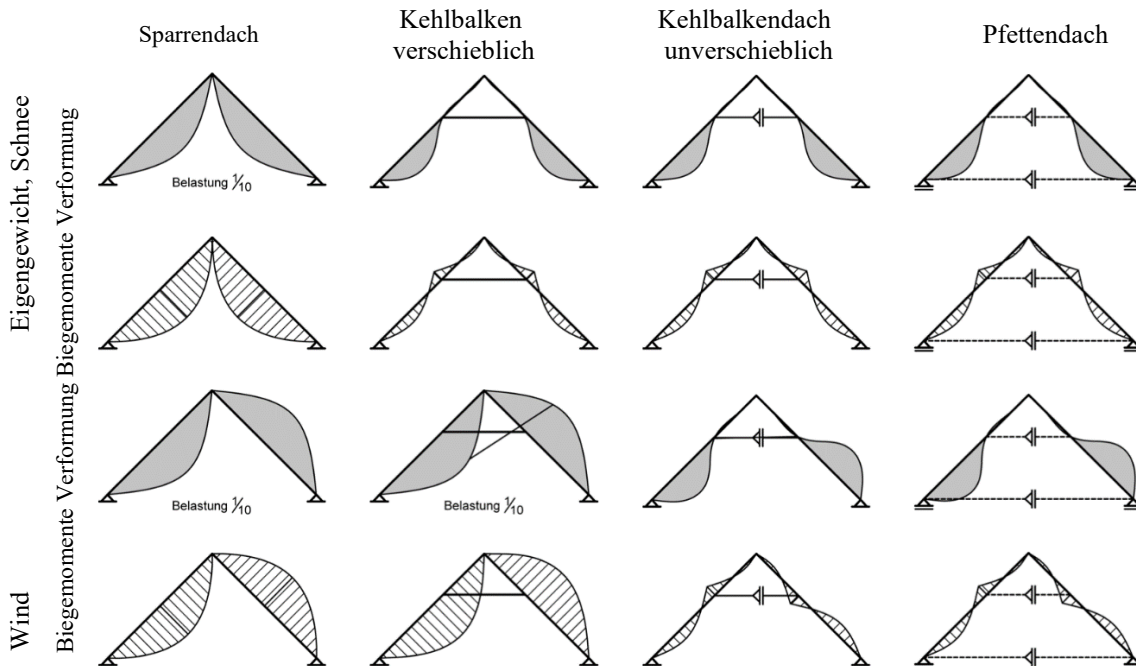


Abbildung 3-76: Sparrenbeanspruchung: Verformungen und Biegemomente [91]

In Abbildung 3-76 ist die Beanspruchung der Sparren bei einem Sparren-, einem Kehlbalken- und einem Pfettendach dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die Biegemomente der Sparren des reinen Sparrendaches wesentlich größer sind und sich dadurch die Sparren stärker verformen als bei einem Kehlbalkendach und einem Pfettendach mit unverschieblichem Kehlbalken.

Die Aussteifung des Dachwerkes zur Aufnahme der Horizontallasten erfolgt am häufigsten durch die Anordnung von Kopfbändern und deren Verbindung mit den Pfetten. Die Pfetten und die Kopfbänder verlaufen im Regelfall parallel zum First.

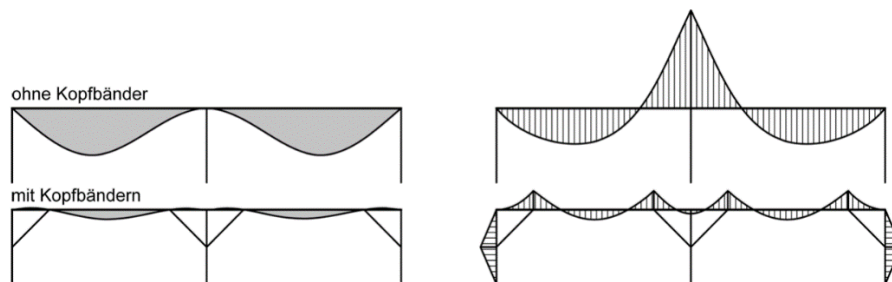


Abbildung 3-77: Pfettenbeanspruchung ohne und mit Kopfbändern [91]

Die Höhe der Beanspruchung der Pfetten wird nicht nur durch den Einflussbereich der Lasten, sondern auch durch die Kopfbänder bestimmt. Die Verringerung der Biegebeanspruchung der Pfetten wird durch die Verkürzung der Spannweite, durch die Anordnung von funktionsfähigen Kopfbändern, erreicht. Dabei wird die Biegebeanspruchung durch die Aktivierung von Normalkräfte verringert [91].

3-4.2 GRÜNDERZEITDACH

Zur Veranschaulichung der typischen Dachkonstruktionen des 19. Jahrhunderts in Österreich werden im Folgenden zwei typische Dachtragwerke von Gründerzeitgebäuden in Graz und Wien beschrieben, die in vielfachen Variationen bei Gründerzeitobjekten in Österreich zu finden sind.

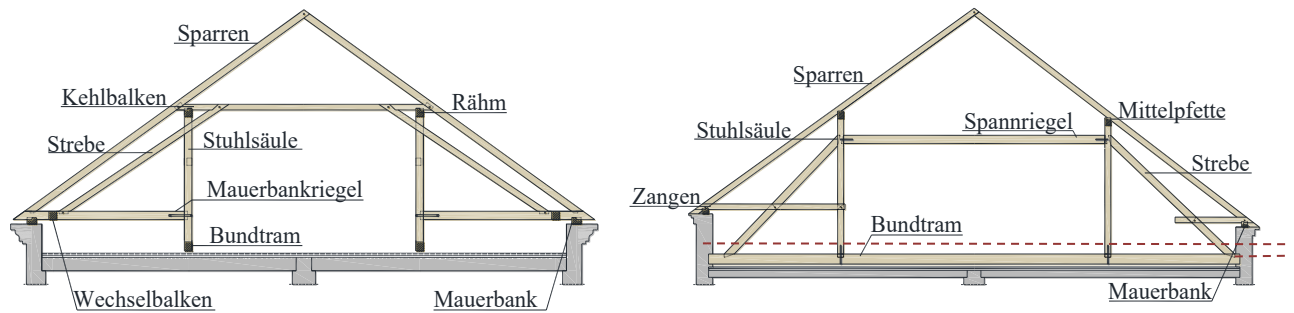


Abbildung 3-78: Vollgespärre des „Grazer Dachstuhls“ und „Wiener Hängewerks“

Im 19. Jahrhundert entwickelte sich in Graz eine Übergangskonstruktion aus Sparren- und Pfettendach der sogenannte „Grazer Dachstuhl“ (siehe Abbildung 3-78), der besonders im Herz-Jesu-Viertel und im Bezirk Geidorf verbreitet ist [89].

Das Haupttragwerk des „Grazer Dachstuhls“ ist ein Kehlbalkendach, mit abgestrebtem, zweifach stehendem Stuhl und Kniestock [63]. Die Sparren werden direkt vom Kehlbalken gehalten, der von den Pfetten und den Stuhlsäulen getragen wird. Da die Sparren nicht direkt von den Pfetten getragen werden deutet dies auf eine „sparrendachartige“ Konstruktion hin. Die reine Sparrendachkonstruktion besitzt jedoch zusätzlich einen Bundtram (siehe Abschnitt 3-4.1.1). Dieser wird beim „Grazer Dachstuhl“ auf Kniestockhöhe angehoben und gedanklich mittig abgeschnitten, wodurch zwei symmetrisch waagerechte Balken (sogenannte Mauerbankriegel) entstehen. Bei diesem Dachwerkstyp sind die Stuhlsäulen in Längsrichtung auf dem Unterzug aufgelagert, der die Funktion hat, die vertikalen Punktlasten aus den Stuhlsäulen in das Mauerwerk einzuleiten. Horizontale Lasten, wie z.B. Windlasten, werden senkrecht zum First vom abgestrebten Stuhl, parallel zum First über die Stuhlwände abgetragen.

In Wien entwickelte sich das sogenannte „Wiener Hängewerk“ zur Standardkonstruktion der Gründerzeit [21]. Es handelt sich dabei um ein doppeltes Hängewerk mit zweifach stehendem Stuhl, bestehend aus einem Bundtram, zwei Streben mit Hängesäulen und einem dazwischenliegenden Spannriegel. Der Bundtram bindet dabei die gesamte Konstruktion zusammen und ist mit den Hängesäulen über eine Zugverbindung (Eisenklammer) verbunden. Im Fall einer asymmetrischen Beanspruchung verhält sich der Bundtram wie ein Biegeträger. Bemerkenswert bei dieser Konstruktion ist der niedrige Kniestock auf der Hofseite, wodurch die Dachkonstruktion leicht asymmetrisch ausgeführt ist.

3-4.3 VERBINDUNGEN

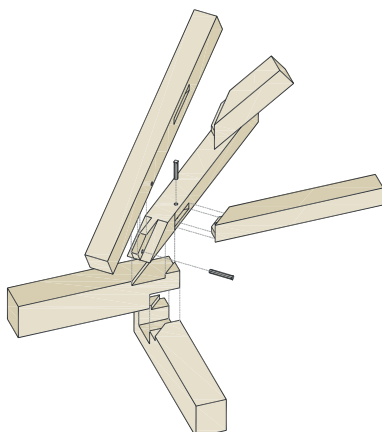


Abbildung 3-79: Knoten des Dachwerks eines Gründerzeitgebäudes in Graz

Grundsätzlich wird im Holzbau nach der Art der Herstellung von Verbindungen zwischen zimmermannsmäßigen und ingenieurmäßigen Verbindungen unterschieden [92]. Wie bereits erwähnt, wurden historische Dachstühle aus von Hand gehackten bzw. zugeschnittenen Holzbauteilen hergestellt, aufgerichtet und zusammengefügt. Die Knotenpunkte wurden dabei als zimmermannsmäßige

Verbindungen ausgeführt, die meist mit Holznägeln oder schmiedeeisernen Verbindungsmitteln lagegesichert wurden (siehe Abbildung 3-79) [93] [94].

Geschuldet der Geometrie von zimmermannsmäßigen Verbindungen treten in der Regel an den Verbindungspunkten der Bauteile Exzentrizitäten auf, die im Vergleich zu zentrisch angeschlossenen Bauteilen zu zusätzlichen Beanspruchungen führen. Diese können, sofern sie nicht in Auslegung des Tragwerkes berücksichtigt wurden, zu Schwachstellen führen und Klaffungen oder Verschiebungen des Systems hervorrufen. Da die Dachkonstruktionen jedoch in der Regel statisch mehrfach unbestimmt sind, führt das Versagen einer Verbindung nicht zu einem globalen Versagen. Hinsichtlich der Kraftübertragung funktionieren die Verbindungen über Druck und Reibung, während Zugkräfte über schmiedeeiserne Verbindungsmittel übertragen wurden.

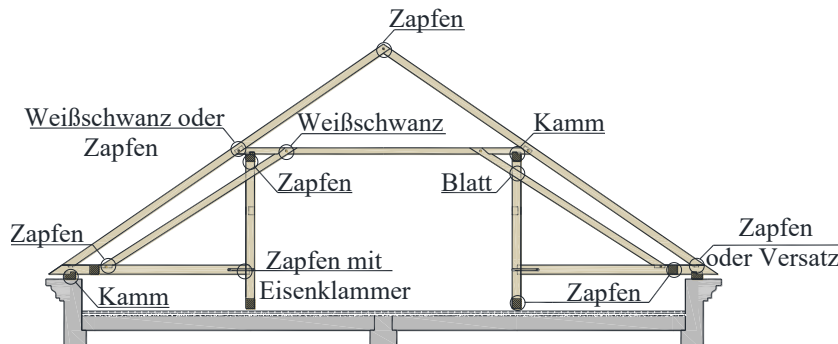


Abbildung 3-80: Lage der typischen Verbindungen in dem „Grazer Dachstuhl“

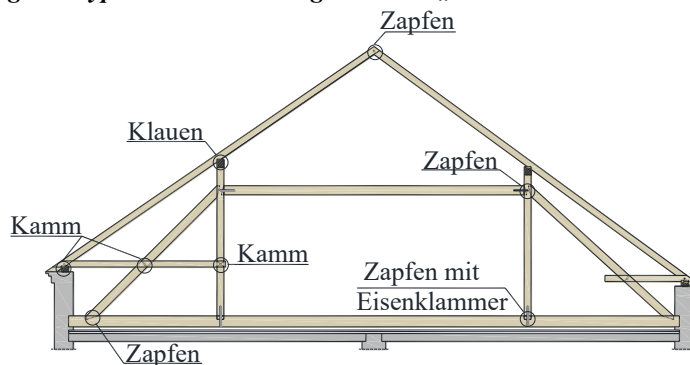


Abbildung 3-81: Lage der typischen Verbindungen in dem „Wiener Hängewerk“

Im nachfolgenden Abschnitt werden die Verbindungsarten, die in „Grazer Dachstuhl“ und „Wiener Hängewerk“ häufig vorkommen und in Abbildung 3-80 und Abbildung 3-81 dargestellt sind, erläutert und nach der Klassifizierung nach Meisel [63] beschrieben.

3-4.3.1 Stoßverbindung

Stoßverbindungen sind die einfachsten Verbindungsarten und wurden dort eingesetzt, wo die Bauteile nicht mehr aus einem Rundholz herausgearbeitet werden konnten und deshalb gestoßen werden mussten (siehe Abbildung 3-82). Ohne Verwendung von zusätzlicher eiserner Verbindungsmittel, wie z.B. Eisenklammer, konnten nur Druckkräfte übertragen werden. Stöße sind häufig in Dachtragwerken bei Mauerbänken oder Mittelpfetten und Rähmen zu finden [63].

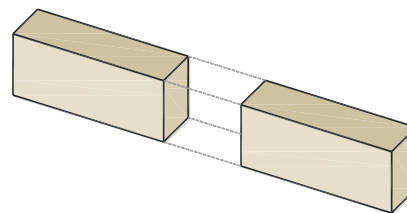


Abbildung 3-82: Beispiel einer Stoßverbindung -stumpfer Stoß ohne Verbindungsmittel

3-4.3.2 Überblattungen

Die Überblattungen wurden in verschiedenen Ausführungen als Eck-, Längs-, Kreuz- oder Winkelverbindungen eingesetzt. Hierfür wurde ein Bauteil einseitig abgesetzt (Blatt), welches in das Zweite in eine Ausnehmung greift. Überblattungen wurden ebenso wie Stoßverbindungen, für die Verlängerung von Hölzern (z.B. durch gerade Blätter oder schräge Hackenblätter) verwendet. Durch die entsprechende Gestaltung des Blattes konnten neben den Druckkräften auch geringe Zugkräfte übertragen werden. Eine solche und häufig vorkommende Blattverbindung ist die sogenannte Weißschwanz-Verbindung (siehe Abbildung 3-83). Lagegesichert wurden Überblattungen mittels stiftförmigen Verbindungsmitteln (z.B. Holznägeln – sog. Dollen) [63].

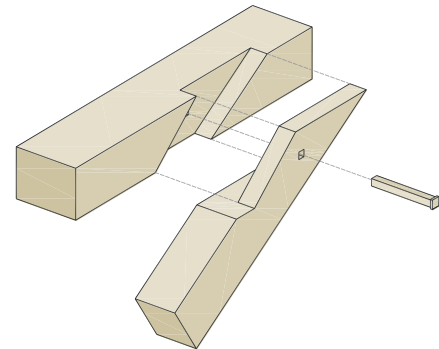


Abbildung 3-83: Beispiel einer Überblattung: Weißschwanz bei der Verbindung der Strebe mit dem Kehlbalken

3-4.3.3 Kämme

Verkämmungen sind eine Sonderform der Überblattungen, die dazu dienen, nicht in einer Ebene liegende Bauteile miteinander zu verbinden [95]. Sie können in Voll-, Halb-, Mittel-, Kreuz- und Schwalbenschwanzkamm unterteilt werden. Ein Beispiel für eine Verkämmung ist in Abbildung 3-84 dargestellt.

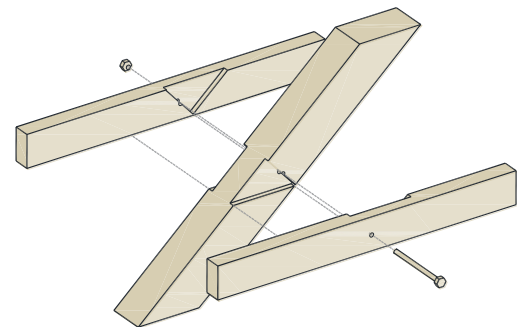


Abbildung 3-84: Verbindung der Strebe mit der Zange als schräger Halbkehlblock

3-4.3.4 Zapfen

Zapfen sind die am häufigsten vorkommenden Verbindungen in historischen Dachstühlen und werden als gerade oder schräge Zapfen und ggf. abgesetzt ausgeführt [63]. Sie nehmen vorwiegend Druck- und Querkräfte auf und können zur Aufnahme von Zugkräften mit stiftförmigen Verbindungsmitteln (z.B. Holznägeln) gesichert sein. Abbildung 3-85 zeigt einen schrägen Zapfen im Firstpunkt.

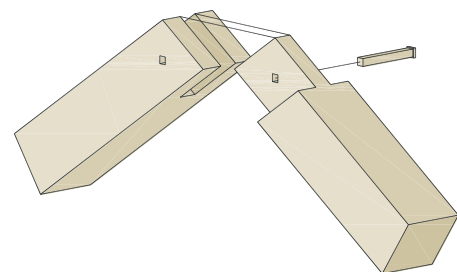


Abbildung 3-85: Zapfenverbindung und Lagesicherung mit Holznagel im Firstpunkt

3-4.3.5 Versätze

Bei Versätzen handelt es sich um eine Winkelverbindung, bei der zwei in der Ebene liegende Konstruktionshölzer eingeschnitten werden und das eine Bauteil in das andere durch eine bestimmte Geometrie eingreift [63]. Hierbei werden nur Druckkräfte übertragen und meist mittels Eisenklammern lagegesichert. Die häufigsten Arten sind Stirn-, Fersenversatz oder eine Kombination mit einer Zapfenverbindung (siehe Abbildung 3-86).

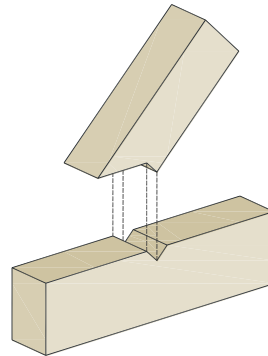


Abbildung 3-86: Fersenversatz

3-4.3.6 Klauen

Aufklauungen sind am häufigsten zu finden wo schräge Bauteile (Sparren) mit waagrecht liegenden (z.B. Pfetten) verbunden werden (siehe Abbildung 3-87). Relevant für Dachtragwerke der Gründerzeit in Österreich sind die Sparrenkerbe und das Wiener Kastl. Übertragen werden hier nur Druckkräfte, wobei die Verbindung durch weitere Verbindungsmittel z.B. eiserne Nägel lagegesichert werden muss. Variationen in der Ausführung hängen davon ab, ob der Sparren eine Auskrägung hat oder bei der Pfette (bzw. Mauerbank) aufhört [95].

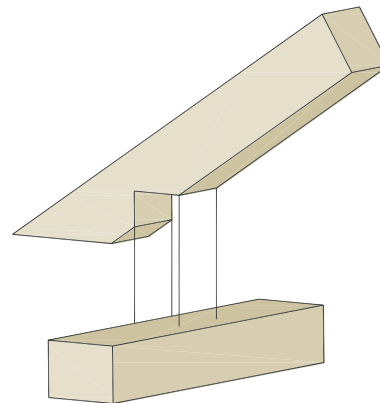


Abbildung 3-87: Klau im Verbindungspunkt der Mauerbank und des Sparrens

3-4.3.7 Verbindungsmittel

Wie bereits beschrieben müssen gewisse Verbindungen zur Lage-/Montagesicherung bzw. zur Übertragung von geringen Zugkräften durch hölzerne (z.B. Holznägeln – sog. Dollen) bzw. eiserne Verbindungsmittel (z.B. schmiedeeiserner Band, mit Bolzen oder Eisenklammer, siehe Abbildung 3-88) gesichert werden.



Abbildung 3-88: links: Holznagel [93]; mitte: Eisenklammer [96]; rechts: schmiedeeiserner Band, mit Bolzen gesichert

Bei Holznägeln handelt es sich in der Regel um annähernd achteckige, seltener quadratische stiftförmige Verbindungsmitteln, wie in Abbildung 3-88 links dargestellt. Sie wurden aus Eichenholz hergestellt, aber auch aus Kiefern-, Weißbuchen-, Akazien- Kirsch- oder Fichtenholz, für Graz aus Lärche oder Kiefer.

Diese Holznägel wurden mit einem Durchmesser von 18,0 - 25,0 mm ($d_{\text{mittel}} = 21,0$ mm) gefertigt und in ein 1 bis 3 mm kleineres Bohrloch eingeschlagen, um ein Lockern beim Austrocknen des Holzes zu verhindern [63].

Bei eisernen Verbindungsmitteln wurden üblicherweise Nägel für die Lagesicherung der Aufklaubungen, Eisenklammer bei Stoß- oder Blattverbindungen sowie schmiedeeiserne Bänder, die hauptsächlich bei Hängewerken für die Verbindung des Bundtrams und der Hängesäule verwendet wurden (siehe Abbildung 3-88).

3-4.4 DACHDECKUNG

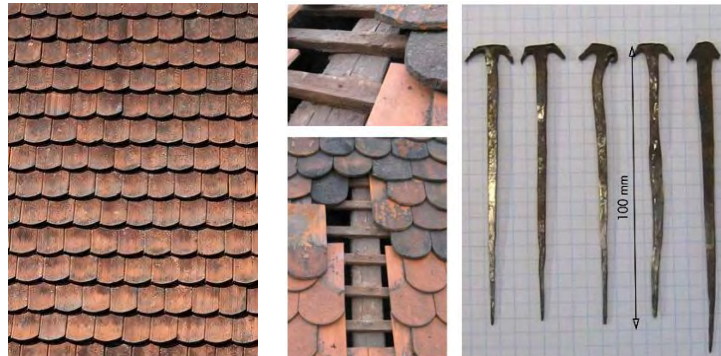


Abbildung 3-89: links: Biberschwanzziegel [97]; mitte: Dachlattenbefestigung; rechts: typische Dachlatten Schmiedenägel [63]

Die Dächer der Gründerzeitgebäude wurden meist mit einer Biberschwanzziegel gedeckt. Dabei handelt es sich um einen flachen und an der Unterkante halbrunden Ziegel (siehe Abbildung 3-89). Die darunter stehende Dachlattung hatte meist eine Abmessung von rund 30,0/50,0 mm, mit einem Abstand zueinander von 150 mm. Als Befestigung kann in jedem Dachlatten-Sparren-Knoten ein rechteckiger, geschmiedeter Nagel gefunden werden [63].

KAPITEL 4: BESTANDSANALYSE AUSGEWÄHLTER DACHKONSTRUKTIONEN

Im Rahmen des Projekts "Holz on Top" [98] wurden fünf Gründerzeithäuser im Grazer Stadtgebiet als Referenzobjekte herangezogen. Die System- und Verbindungsgeometrie, die Schäden der Dachkonstruktionen sowie die konstruktiven Randbedingungen des Dachgeschosses wurden im Laufe der Bestandsaufnahmen erfasst. Im Folgenden werden allgemeine Eckdaten der erfassten Konstruktionen kurz gegenübergestellt. Darauf folgen eine detaillierte Beschreibung und Analyse aller fünf Dachwerke.

Ziel dieses Kapitels ist es, anhand von fünf Beispielen typische Gründerzeitobjekte mit dem Schwerpunkt Dachgeschoss vorzustellen und Parallelen zwischen den Objekten zu ziehen. Dabei wird auf die historischen Eckdaten, Grundrissformen und -abmessungen, Tragwerk, Verbindungsarten sowie die typischen Schadensstellen eingegangen. Schlussendlich wird eine Zustandsbeurteilung der Dachwerke nach dem Beurteilungsschema von Meisel [63] für alle fünf Dachkonstruktionen durchgeführt. Nach dem Beurteilungsschema können maximal 5 Punkte bzw. eine Note von 1 bis 5 erreicht werden. In Abhängigkeit von den erreichten Punkten (Note) wird eine Aussage über den Zustand und den Handlungsbedarf der jeweiligen Dachkonstruktion getroffen. Dabei haben die erreichten Punkte folgende Bedeutungen:

- 1 ... sehr guter Zustand, kein Handlungsbedarf
- 2 ... Handlungsbedarf bei der nächsten Erneuerung der Dachdeckung
- 3 ... Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre
- 4 ... Handlungsbedarf innerhalb weniger Monate
- 5 ... Handlungsbedarf unmittelbar („Gefahr im Verzug“) [63].

Lt. Meisel [63] ist eine regelmäßige Inspektion und Wartung auch bei solchen Dachwerken erforderlich, die sich in einem sehr guten Zustand (Note 1) befinden. Bei Dachwerken die nach der Beurteilungsskala eine Note zwischen 2 – 4 erreichen, soll der weitere Schadensfortschritt mittels Untersuchungen, z.B. baustatischen Analysen sowie geeigneten Instandsetzungsmaßnahmen verhindert werden. Dachwerke, die sich in einem sehr schlechten Zustand befinden (Note 5) und bei welchen „Gefahr im Verzug“ vorliegt, erfordern Sofortmaßnahmen. Darunter ist z.B. eine Evakuierung zu verstehen. „Gefahr im Verzug“ ist definiert als der Zustand *„einer baulichen Anlage, bei welchem mit hinreichender Wahrscheinlichkeit eine Gefährdung von Menschen in absehbarer Zeit zu erwarten ist“* [63].

Die Punkte werden anhand drei Kriterien vergeben: Schadensfolgeklasse, Tragsicherheit und In-Situ-Probekbelastungen. Eine genaue Erläuterung der Beurteilungskriterien kann in [63] eingesehen werden. Anhand der Tabelle 4-1, die von [63] übernommen wurde, wird das Zustandsbeurteilungsschema erläutert.

In Abhängigkeit von der Note und der Art des Schadens werden für jede der Dachkonstruktionen geeignete Instandsetzungsmaßnahmen vorgeschlagen und dargestellt.

Tabelle 4-1: Zustandsbeurteilungsschema für hölzerne, historische Dachtragwerke in Graz lt. Meisel [63]

Schadensfolgeklasse		
	0,5	für gewöhnliche Bauten
	1,0	für Bauten mit Menschenansammlungen und Bauten an stark frequentierten Straßen
Tragsicherheit		
Grad der statischen Unbestimmtheit	0,5	für statisch bestimmte oder nahezu statisch bestimmte Tragwerke
Umbauten und Instandsetzungen	0,5	für Tragwerke, die in den letzten Jahrzehnten (rund 50 Jahre) nicht fachgerecht verändert wurden
	1,0	für Tragwerke, die in den letzten Jahrzehnten an statisch besonders wesentlichen Stäben und/oder Verbindungen offensichtlich nicht fachgerecht verändert wurden
Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall)	0,5	für Tragwerke, die mäßige Schäden ohne fachgerechte Instandsetzung aufweisen. Diese Schäden gehen über oberflächige Beeinträchtigungen hinaus und betreffen auch statisch wesentliche Bauteile
	1,0	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	0,5	wenn einzelne, statisch wesentliche Verbindungen und/oder Stäbe infolge von Überbelastung oder Holzerstörung versagt haben
	1,0	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	0,5	wenn die Dimensionen der statisch wesentlichen Bauteile außergewöhnlich schlank sind
	1,0	wenn es sich beim Tragwerk offensichtlich um eine Fehlkonstruktion handelt und/oder statisch unbedingt erforderliche Stäbe oder Verbindungen fehlen
große Verformungen und/oder Klaffungen	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	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
	-1,0	analog wie zuvor, jedoch für gezielt aufgebrachte Probebelastungen
weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters		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.

4-1 ÜBERSICHT DER ERFASSTEN KONSTRUKTIONEN



Abbildung 4-1: Lage der aufgenommenen Dachkonstruktionen [3]

Wie in Abbildung 4-1 zu entnehmen ist, befinden sich alle untersuchten Dachkonstruktionen in der Schutzzone III nach dem Grazer Altstadterhaltungsgesetz (GEAG) [3], die auch als gründerzeitliche Stadterweiterung von Graz bekannt ist. Das Grazer Schutzgebiet und die dazugehörigen Schutzzonen nach dem GEAG wurden bereits in Kapitel 2: *Rechtliche Rahmenbedingungen* erläutert. Die in den ersten beiden Schutzzonen befindlichen Objekte sind als UNESCO-Welterbe eingestuft und unterliegen strengeren denkmalrechtlichen Bestimmungen. In diesem Zusammenhang ist die Nachverdichtung in der Schutzzone III nach dem GAEG einfacher.

Die Objekte wurden in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts zwischen 1863 und 1897 in einem Zeitraum von etwa 30 Jahren erbaut. Es handelt sich dabei um typische Gründerzeitwohnhäuser, von denen vier in ihrem äußeren Erscheinungsbild noch vollständig erhalten sind. Das Objekt in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße hat im Zweiten Weltkrieg Bombenschäden erlebt und verfügt dadurch nicht mehr über seine alte Fassade. Bis auf das Objekt in der Laimburggasse 19, das freistehend errichtet wurde und zwei Geschosse hat, handelt es sich bei den anderen vier um dreigeschossige Zinshäuser, die in der sogenannten Blockbauweise errichtet wurden. Tabelle 4-2 zeigt die allgemeinen Daten der erfassten Objekte.

Tabelle 4-2: *allgemeine Daten der erfassten Dachwerke [99]*

#	Objekt	Baujahr	Stadtbezirk	Schutzzone nach GAEG [3]	Baumeister	Grundrissabmessungen a x b [m ²]
1	Laimburggasse 19	1863-64	Geidorf	III	Josef Mixner	25,9 x 14,6
2	Leonhardstraße 6	1865	St. Leonhard	III	Jakob Bullmann	24,2 x 14,9
3	Humboldtstraße 10	1887-88	Geidorf	III	Carl Heller	19,7 x 15,6
4	Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56	1891-92	Jakomini	III	Josef Laber und Josef Lager	16,5 x 14,1
5	Bergmanngasse 19	1896-97	Geidorf	III	Leopold Theyer, Johann Baltl, Josef Schulz und Johann Köllsch	22,0 x 16,0

4-2 AUFNAHME 1: LAIMBURGGASSE 19



Abbildung 4-2: Ansicht des Objektes „Laimburggasse 19“

4-2.1 GESCHICHTE UND ECKDATEN

Ein Auszug aus dem Buch „Österreichische Kunsttopographie Graz“ [99] gibt Einblick in die historischen Daten des Objektes:

Dreiseitig freistehendes, zweigeschossiges Miethaus mit frühhistorischer Fassade. 1863-64 von Josef Mixner für den Handelsmann Heinrich Englhofer erb. Horizontale Gliederung durch Kordon- und Sohlbankgesimse sowie durch reich stuckierte Friese (Rosetten) an den dadurch hervorgehobenen Seitenrisaliten, hölzerne Fensterläden. Mittig steingerahmtes Segmentbogen-Portal. Kreuzgratgewölbte Durchfahrt, zweiläufig-gegensinnige U-förmige Treppe mit Schmiedeeisengeländer, Terrazzoböden.

Pläne. StAG: Josef Mixner 1863 (Fassade, Grundrisse, Schnitt, Lageplan)

Quellen. StAG: BB 1863 u. Ansuchen um EK 1864.

Das Wohnhaus wurde im Jahr 1863-64 im 3. Grazer Bezirk Geidorf, nördlich vom Schlossberg errichtet. Untypisch für die Blockbebauungstendenz in der Gründerzeit ist, dass dieses Objekt freistehend errichtet wurde. Erst im Jahr 2012 wurde das Objekt von zwei Neubauten flankiert (Abbildung 4-3) [100].

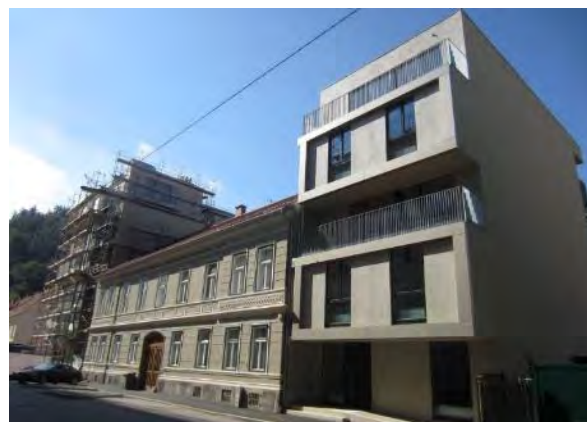


Abbildung 4-3: Errichtung von zwei benachbarten Objekten 2012 [100]

Auf dem Ansichtsplan aus dem Jahr 1862 (Abbildung 4-4) [27] ist eine für ein Gründerzeit-Gebäude typisch dekorierte Straßenfassade zu erkennen (siehe Abbildung 4-4), die bis heute in ihrer Form erhalten

ist. Hierbei lässt sich eine regelmäßige und symmetrische Gestaltung feststellen, welche sich auch in der Grundrissgestaltung widerspiegelt.

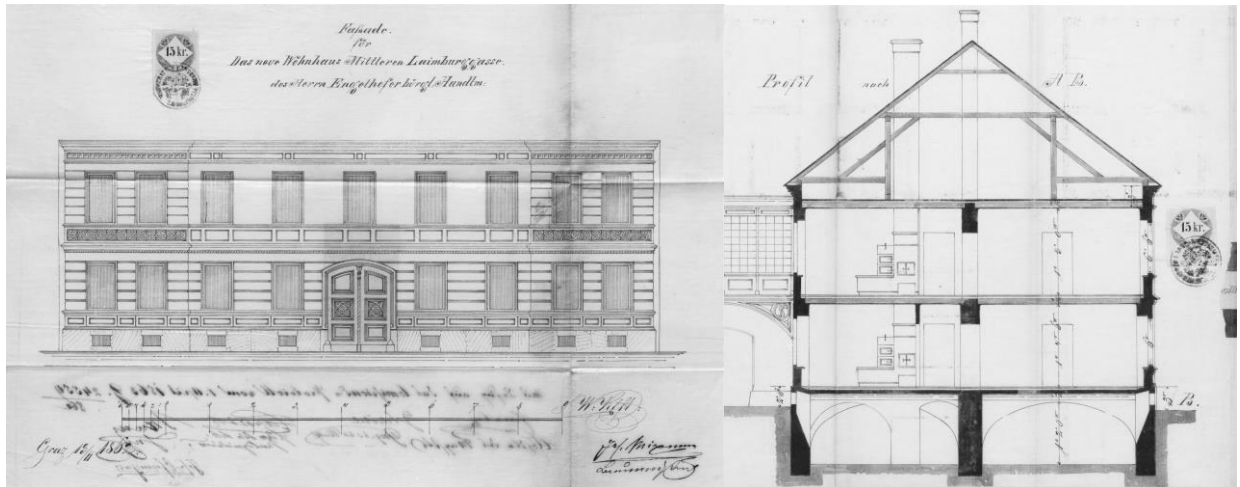


Abbildung 4-4: Ansicht und Schnitt des Gebäudes in der Laimburggasse 19 (1862) [27]

Auf dem originalen Grundrissplan (Abbildung 4-5) ist ein einfacher rechteckiger Grundriss mit den Abmessungen 14,5 x 25,0 m zu sehen. Dabei ist das Stiegenhaus asymmetrisch und Richtung Hof angeordnet. Die größeren Zimmer (Schlaf- und Empfangszimmer) sind straßenseitig, dagegen sind die kleineren, „untergeordneten“ Zimmer hofseitig angeordnet und werden durch einen längsverlaufenden Gang voneinander getrennt. Im Erdgeschoss befindet sich zusätzlich ein querverlaufender Gang mit Ausgang zum Innenhof.

Die Kelleraußen- und Innenwände wurden auf Streifenfundamenten errichtet.

Da das metrische System in Österreich im Jahr 1871, sieben Jahre nach der Errichtung dieses Objektes, eingeführt wurde, wurden bei dem Entwurf des Gebäudes die Maßeinheiten „Klafter, Fuß und Zoll“ verwendet. Eine Umrechnung befindet sich im Abschnitt 3-1.1.1 in Tabelle 3-1.

Mit der Umrechnung auf die metrischen Maßeinheiten können folgende Wanddicken anhand der Pläne aus dem Stadtarchiv Graz [27] aus dem Jahr 1862 festgestellt werden (Tabelle 4-3):

Tabelle 4-3: Wanddicken des Objektes in der Laimburggasse 19 [27]

	Einheit	Keller	Erdgeschoss	1. Obergeschoss
Außenwand hofseitig	[cm]	80,0	70,0	50,0
Außenwand straßenseitig	[cm]	80,0	70,0	50,0
Giebelwand	[cm]	63,0	45,0	45,0
Innenwand	[cm]	95,0	80,0	65,0

Bemerkenswert ist hierbei die, im Vergleich zu Außenwänden, dickere tragende Innenwand. Auf den Bestandsplänen (siehe Abbildung 4-5) ist eine Kniestockhöhe, gemessen von der Unterkante der Decke, mit 3 Fuß oder 95,0 cm gegeben. Das Kellergeschoss hat eine Raumhöhe von 2,50 m, Das Erdgeschoss von 3,00 m und das erste Geschoss von 3,50 m. Die Gesamthöhe des Gebäudes, vom Straßenniveau gemessen, beträgt ungefähr 14,0 Meter.

Weiters ist auf den originalen Plänen ersichtlich, dass es sich bei der Decke im obersten Geschoss um eine hölzerne Deckenkonstruktion mit einer Höhe von 40,0 cm handelt. Mit der Bestandsaufnahme der Dachkonstruktion konnte bestätigt werden, dass es sich dabei um eine Dippelbaumdecke handelt.

4-2.2 DACHWERK

Der Teil des Dachbodens zwischen den Achsen 1-1 und 2-2 (in Abbildung 4-11 ersichtlich) wurde im Jahr 2012 ausgebaut und war daher im Zuge der Bestandserfassung nicht zugänglich. Dargestellt in Abbildung 4-6 ist ein 3D-Modell der Dachkonstruktion mit dem „versteckten“ ausgebauten Bereich. Die Abbildung 4-7 zeigt den Innenraum des Dachgeschosses.

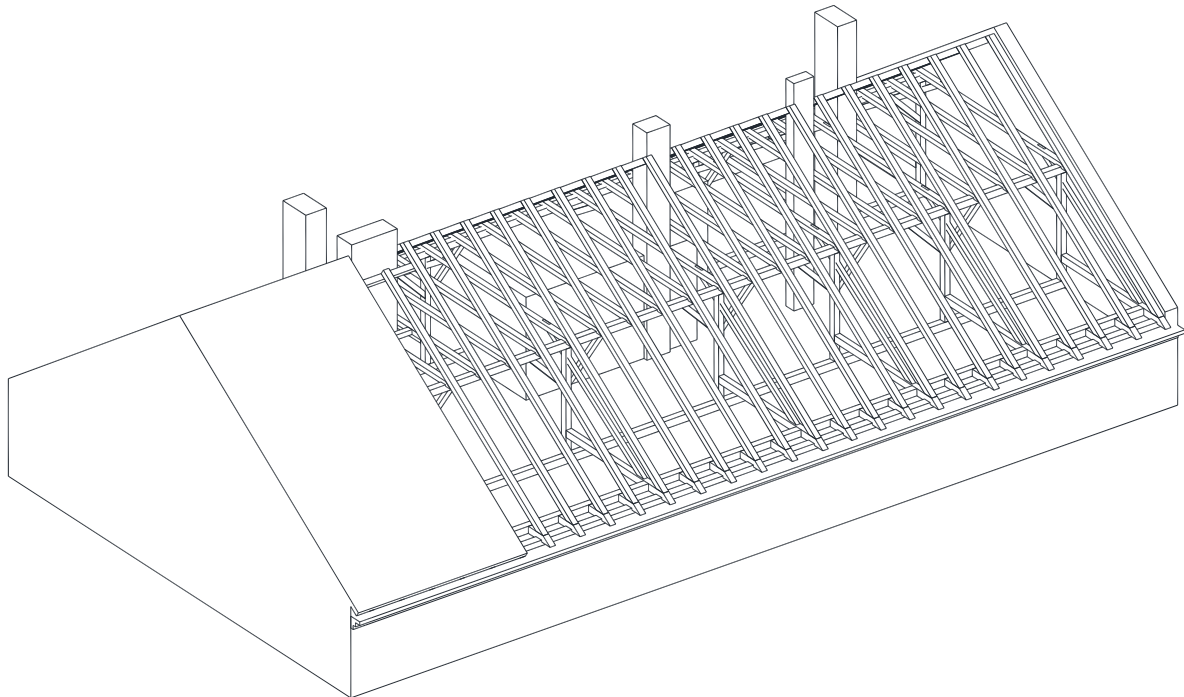


Abbildung 4-6: 3D-Modell des Dachwerkes in der Laimburggasse 19



Abbildung 4-7: Innenansicht des Dachwerkes in der Laimburggasse 19

4-2.2.1 Tragstruktur

Bei dem Dachwerk des Objektes in der Laimburggasse 19 handelt es sich um den sogenannten „Grazer Dachstuhl“ [63]. Das Tragwerk besteht aus einem symmetrischen Kehlbalkendach mit abgestrebtem, zweifach stehendem Stuhl und Kniestock.

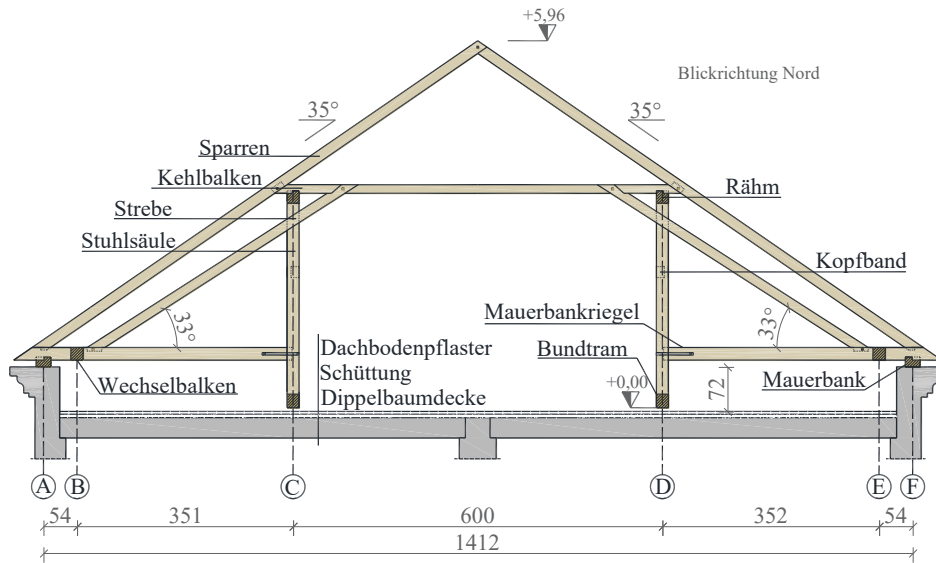


Abbildung 4-8: Vollgespärre des Dachwerkes in der Laimburggasse 19

Dabei sind die Sparren von einem Kehlbalken unterstützt und nicht direkt von den Pfetten, wie es der Fall bei einem Pfettendach ist. Eine reine Kehlbalkenkonstruktion verfügt zusätzlich über ein Zugband (sog. Bundtram), welches beim Grazer Dachstuhl fehlt, was die Übergangsphase von Sparren- zu Pfettendach im 19. Jahrhundert repräsentiert.

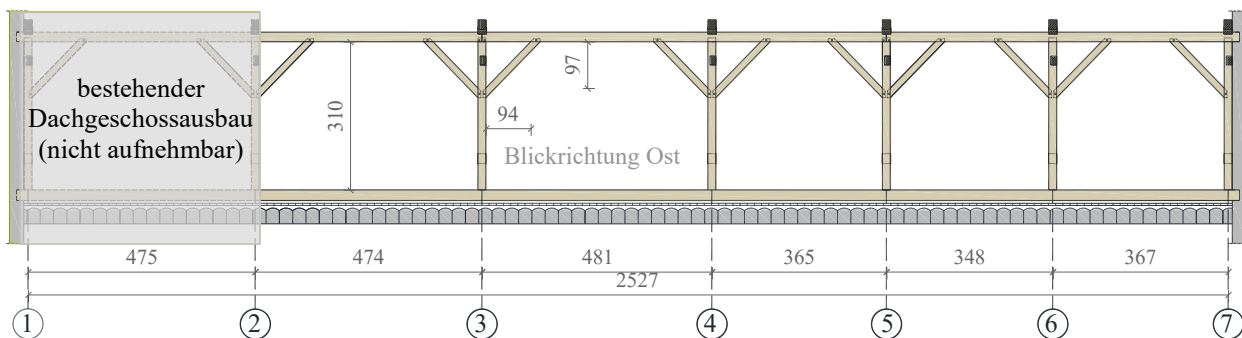


Abbildung 4-9: Stuhlwand des Dachwerkes in der Laimburggasse 19

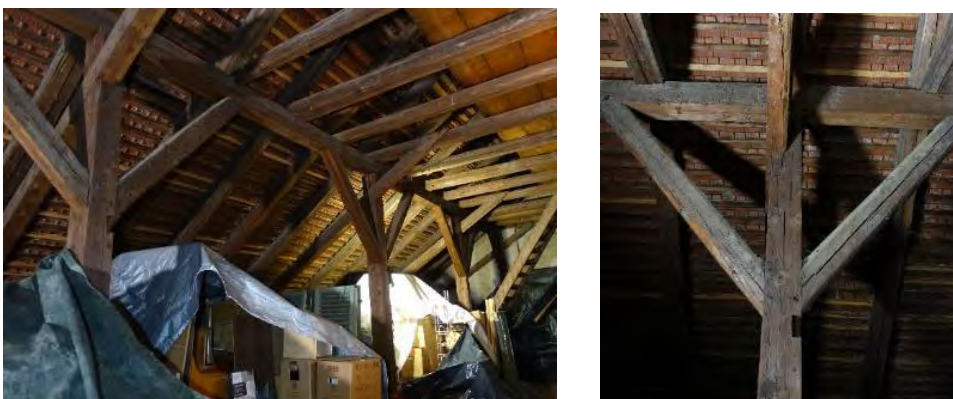


Abbildung 4-10: Stuhlwand des Dachwerkes in der Laimburggasse 19

Da früher das Gebäude freistand, mussten die giebelseitig angreifenden Windkräfte durch einen Verband abgetragen werden. Dies erfolgte über die sogenannten Stuhlwände (Achse C und D). Die aus Kopfbänder, Rähme und Stuhlsäulen bestehende Stuhlwände sind untereinander mittels Zapfen und Holznägeln angeschlossen. Die Bauteile weisen folgende Querschnittsabmessungen auf:

Tabelle 4-4: *aufgenommene Querschnittsabmessungen*

Bauteil	b/h [cm]	Bauteil	b/h [cm]
Bundtram	19,5/22	Stuhlsäule	19,5/17
Kopfband	14/13	Stichbalken	17,5/20,5
Kehlbalken	18/14	Sparren	17/17
Mauerbank	24/16	Strebe	12/15,5
Rähm	19,5/20	Wechselbalken	20/20,5
Mauerbankriegel	17,5/20,5		

4-2.2.2 Achsensystem

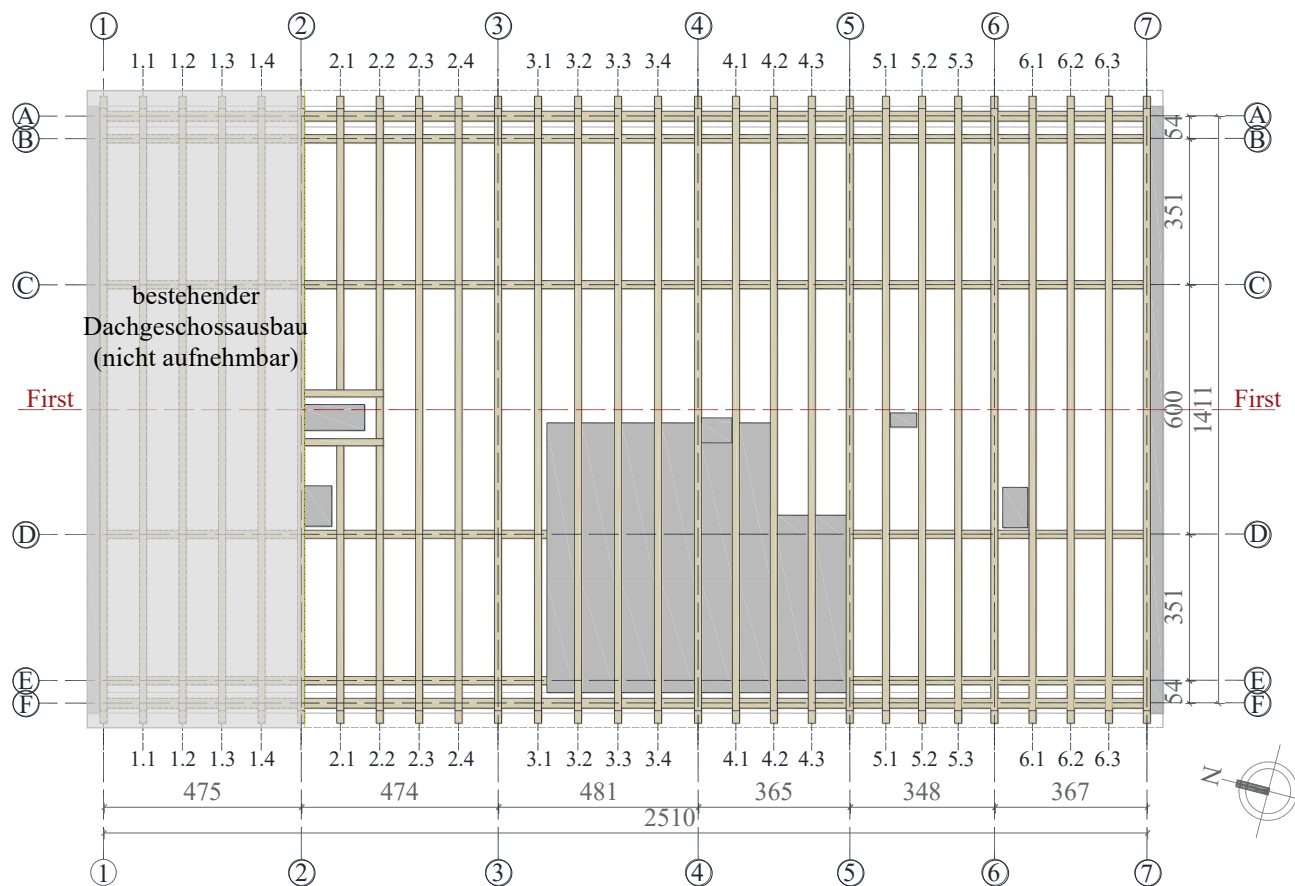


Abbildung 4-11: *Sparrengrundriss des Dachwerks in der Laimburggasse 19*

Der Dachstuhl weist eine regelmäßige und symmetrische Struktur auf, die auf den symmetrischen und rechteckigen Grundriss zurückzuführen ist. Insgesamt gibt es sieben Vollgespärre und somit sieben quer zum First verlaufende Achsen (Achse 1-1 bis Achse 7-7). Zwischen den Vollgespärren befinden sich jeweils drei bzw. vier Leergespärre (insgesamt 21). Die parallel zum First verlaufenden Tragelemente (Mauerbank, Wechselbalken und Bundtram) bilden sechs Achsen (Achse A-A bis Achse F-F).

4-2.2.3 Verbindungen

Im Rahmen der Bestandserfassung wurden die Verbindungsgeometrie und -typologie des Dachwerkes erfasst. Die aufgenommenen Verbindungen des Dachwerkes in der Laimburggasse 19 sind in der Tabelle 4-5 aufgelistet.

Tabelle 4-5: Verbindungen des Dachwerks in der Laimburggasse 19

Nr.	Stabverbindungsbezeichnung	Art der vorhandenen Verbindung
1	Mauerbankriegel-Mauerbank	Halbkamm
2	Mauerbankriegel-Sparren	schräger Zapfen
3	Mauerbankriegel (Stichbalken)-Wechselbalken	einfacher Zapfen
4	Mauerbankriegel-Strebe	schräger Zapfen mit Nagel
5	Stuhlsäule-Bundtram	einfacher Zapfen
6	Stuhlsäule-Mauerbankriegel	einfacher Zapfen mit Eisenverhängung
7	Stuhlsäule-Strebe	Überblattung
8	Stuhlsäule-Rähm	einfacher Zapfen
9	Kehlbalken-Rähm	Halbkamm
10	Kehlbalken-Sparren	schräger Zapfen mit Nagel
11	Kehlbalken-Strebe	Weißschwanz
12	Sparren-Sparren (Firstpunkt)	Scherzapfen
13	Kopfband-Stuhlsäule und Kopfband-Pfette	schräger Zapfen mit Nagel
14	Bundtram-Bundtram	schräges Blatt
15	Mauerbank-Mauerbank	schräges Blatt

Im folgenden Abschnitt wird eine Auswahl der oben genannten Verbindungen vorgestellt. Die detaillierte Darstellung der gesamten Verbindungen befindet sich im ANHANG B

Verbindung 1: Halbkamm

Der Mauerbankriegel sowie der Stichbalken sind jeweils mit einem Halbkamm einer Einschnitttiefe von 5,00 cm an der Mauerbank angeschlossen, wie in Abbildung 4-12 angesehen werden kann. Durch diese Art der Verbindung wird die Lage der beteiligten Konstruktionshölzer gesichert und die Drucknormalkräfte werden quer zur Faser übertragen.

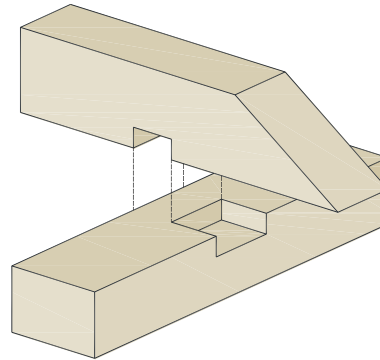


Abbildung 4-12: *Beispiel der Halbkamm-Verbindung des Dachwerks in der Laimburggasse 19; links: Foto der Halbkamm-Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Halbkamm-Verbindung*

Verbindung 2: schräger Zapfen

Die Verbindung des Sparrens mit dem Mauerbankriegel (Vollgespärre) bzw. Stichbalken (Leergespärre) ist als schräger Zapfen mit einer Tiefe von 4,00 cm gefertigt (siehe Abbildung 4-13). Der Zapfen ist dabei nicht durchgehend ausgeführt, sondern weist entlang der Scherfläche eine Länge von 10,0 cm auf.

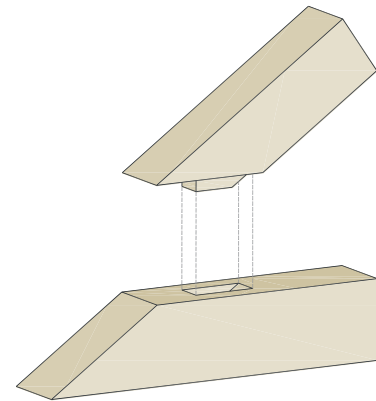


Abbildung 4-13: *Beispiel des schrägen Zapfens im Dachwerk in der Laimburggasse 19; links: Foto der Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Zapfenverbindung*

Verbindung 7: Überblattung

In Abbildung 4-14 befindet sich die Verbindung der Strebe mit der Stuhlsäule, ausgeführt als die sogenannte Überblattung. Mit dieser Verbindung wird eine Drucknormalkraft- sowie Querkraftübertragung ermöglicht.

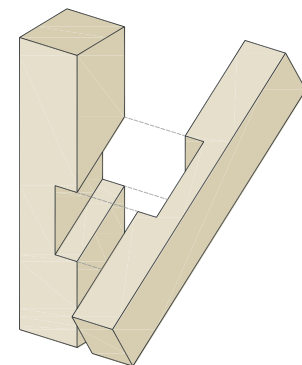


Abbildung 4-14: *Beispiel einer Überblattung des Dachwerks in der Laimburggasse 19; links: Foto der Überblattung; rechts: axonometrische Darstellung der Überblattung*

Verbindung 11: Weißschwanz

Dargestellt in Abbildung 4-15 ist die Verbindung des Kehlbalkens und der Strebe. Dabei ist die Strebe an den Kehlbalken mit einer Weißschwanzverbindung angeschlossen und mit einem Holz Nagel gesichert.

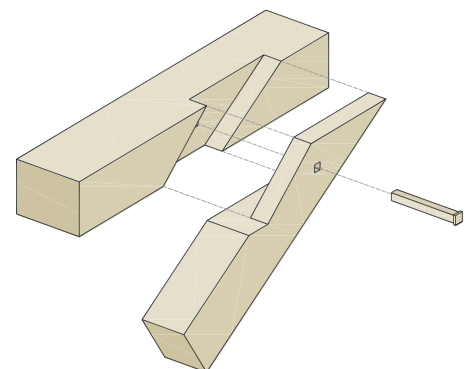


Abbildung 4-15: *Beispiel einer Weißschwanzverbindung des Dachwerks in der Laimburggasse 19; links: Foto der Weißschwanzverbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Weißschwanzverbindung*

4-2.3 VORGEFUNDENE SCHÄDEN

4-2.3.1 Einmauerung Strebe



Abbildung 4-16: Einmauerung des Vollgespärres im Bereich des Stiegenhauses; rechts: Feuchtemessgerät

Im Bereich des Treppenhauses wurde ein Teil der Achse 5-5 eingemauert (siehe Abbildung 4-16). Die Bauteile weisen in diesem Bereich Verfärbungen an der Oberfläche auf, die auf Fäulnisschäden zurückzuführen wären. Eine Überprüfung mit der Feuchtemessung ($u = 11,0 \%$) ergab jedoch einen unauffälligen Wert.

4-2.3.2 freigelegter Dippelbaumbereich

Zwischen der Achse 6-6 und 7-7 wurde ein Teil der Dippelbaumdecke freigelegt. Laut Auskunft des Gebäudeeigentümer gab es in diesem Bereich in der Vergangenheit einen Wasserschaden. Deshalb wurden hier mehrere Feuchtigkeitsmessungen durchgeführt (siehe Abbildung 4-17), ebenfalls ohne auffällige Messwerte ($u = 12,9 \%$ - $13,3 \%$).

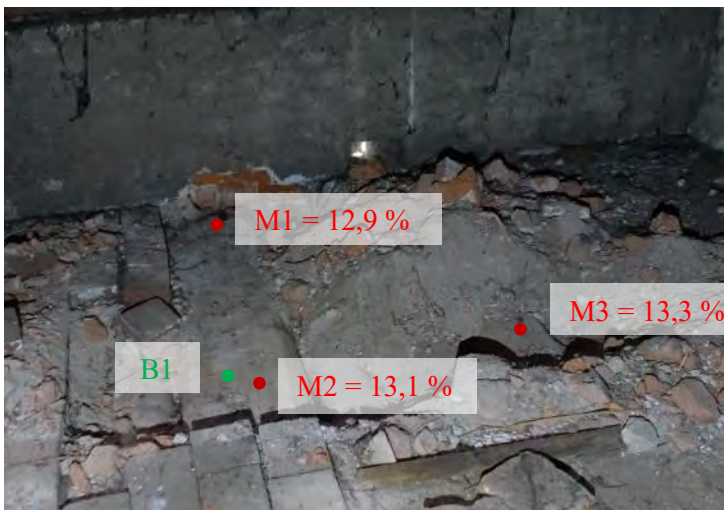


Abbildung 4-17: Feuchtigkeitsmessungen mit GANN Hydromette 4050 im freigelegten Dippelbaumbereich; links: Messwerte; rechts: GANN Hydromette bei Messung M1

Zusätzlich zur Feuchtemessung wurden Bohrungen mit dem Bohrwiderstandsmessgerät „IML Resi F300“ durchgeführt. Die genaue Position der Bohrung „B1“ ist in Abbildung 4-17 in grüner Farbe gekennzeichnet. Wie aus dem Bohrwiderstandsdiagramm (siehe Abbildung 4-18) ersichtlich, sind keine Schäden bei der Dippelbaumdecke zu erkennen.

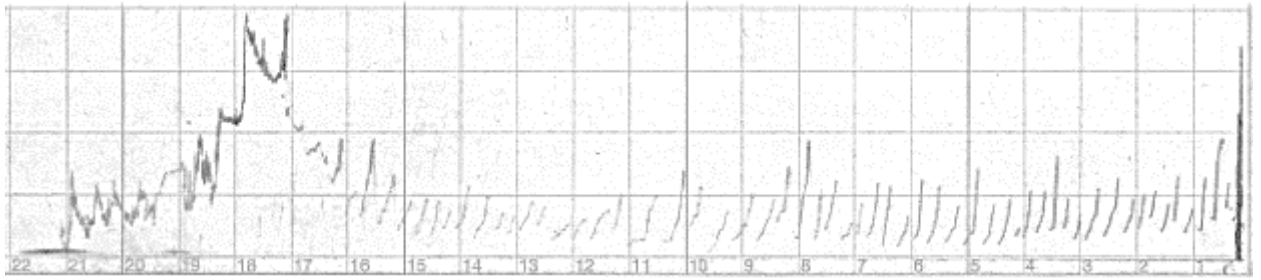


Abbildung 4-18: Bohrwiderstandsdiagramm der Dippelbaumdecke (B1)

4-2.3.3 Auswechslung Kamindurchdringung

Für die Hitzedämmung des Kamins zwischen den Achsen 5-5 und 6-6 wurden die Sparren in ihrem Querschnitt geschwächt und anschließend durch aufgenagelte Balken verstärkt, wie in Abbildung 4-19 angesehen werden kann. Von der Fassade aus gesehen sind jedoch in diesem Bereich keine Verformungen der Firstlinie sichtbar (siehe Abbildung 4-20). Somit wird angenommen, dass diese Verstärkungsmaßnahme funktioniert.



Abbildung 4-19: Innenansicht Sparrenverstärkung



Abbildung 4-20: Außenansicht Kamin

4-2.3.4 geringfügige Schrägstellung des Dachwerks

Klaffende Weißschwanzverbindungen

Auffallend am Tragwerk in der Laimburggasse 19 waren die klaffenden Weißschwanzverbindungen. Nahezu jede Verbindung klaffte bis zu 2,00 cm. Jedoch ist der Grund nicht eindeutig erklärbar. Es kann sich hierbei um ein Zusammenspiel aus den entfernten Kopfbändern (siehe Abbildung 4-24) und der Schiefstellung der Stuhlsäulen (siehe Abbildung 4-23) handeln.



Abbildung 4-21: Weißschwanzverbindung; links: Prinzip der Kraftübertragung; rechts: klaffende Verbindung

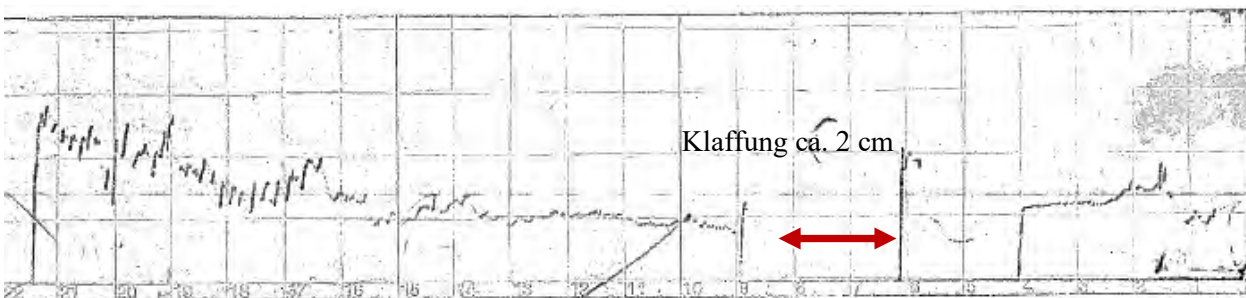


Abbildung 4-22: Widerstandsbohrung an der Weißschwanzverbindung von Strebe und Kehlbalken in Achse 3-3.

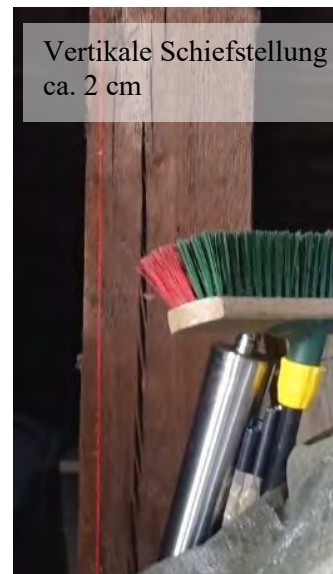


Abbildung 4-23: geringfügige Schiefstellung der Stuhlsäulen; links: Richtung Innenhof; rechts: straßenseitig

Da es sich hier aufgrund der Symmetrie in den Gespärren um ein redundantes System handelt, stellen die Klaffungen keine Beeinträchtigung der Gesamttragfähigkeit dar. Horizontale Einwirkungen könnten trotzdem über die Druckkontaktflächen der Verbindung in die Struktur eingeleitet werden.

entfernte Kopfbänder

Die Kopfbänder im Bereich des Stiegenhauses (Achse 4-4 und 5-5) wurden entfernt.



Abbildung 4-24: entfernte Kopfbänder, links Achse 5-5, rechts Achse 4-4

klaffende Überblattung

Als Folge der klaffenden Weißschwanzverbindungen konnten Klaffungen bei der Überblattung der Stuhlsäule und Strebe gesehen werden. Diese Klaffungen wirken sich mit der bestehenden Öffnungsweite nicht negativ auf die Gesamtstabilität des Systems aus, da noch genügend Restquerschnitt besteht, um die horizontalen Lasten aufzunehmen.



Abbildung 4-25: Überblattung der Stuhlsäule und Strebe, rechts: Ansicht der Klaffung ca. 3,0 cm

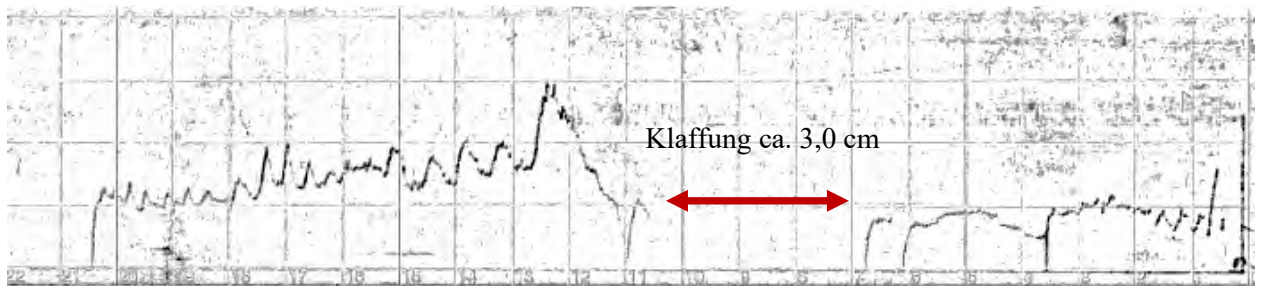


Abbildung 4-26: Widerstandsbohrung an der Überblattung der Stuhlsäule und Strebe

4-2.3.5 verschmutzte Bauteile

Im Zuge der Bauaufnahme wurden mehrere Bauteile der Dachtragkonstruktion stark verschmutzt vorgefunden. Um das Austrocknen von Oberflächenkondensat zu gewährleisten, womit Feuchteschäden vermieden werden können, wird angeraten, die Bereiche zu säubern.



Abbildung 4-27: Verschmutzung der Bauteile

4-2.4 ZUSTANDSBEURTEILUNG

Die Zustandsbeurteilung wird nach dem Beurteilungsschema von Meisel [63] durchgeführt.

Tabelle 4-6: Zustandsbeurteilung Laimburggasse 19

Schadensfolgeklasse	
0,5	für gewöhnliche Bauten
Tragsicherheit	
0	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0	Umbauten und Instandsetzungen: nicht vorhanden oder sichtbar
0	Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall): nicht vorhanden
0	Verbindungs- und/oder Stabversagen: nicht vorhanden
0	konstruktive Mängel: nicht vorhanden oder sichtbar
0,5	große Verformungen und/oder Klaffungen: Klaffungen bei Weißschwanzverbindungen
0,5	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung des gesamten Dachwerks
In-Situ-Probepbelastungen	
0	keine In-Situ-Probepbelastungen
weitere Kriterien und Erfahrung des Gutachters	
0	keine
1,5	Summe

Es liegt Handlungsbedarf bei der nächsten Erneuerung der Dachdeckung vor.

4-2.5 ZUSAMMENFASSUNG UND INSTANDSETZUNGSMÄßNAHMEN

Zusammenfassend können anhand der vorgefundenen Schäden und der Zustandsbeurteilung lt. Tabelle 4-6 folgende Instandsetzungsmaßnahmen empfohlen werden:

Zur Instandsetzung der Klaffungen der Weischwanzverbindungen und Überblattungen wird die Lagesicherung der Bauteile mittels Bolzen und Unterlegscheiben für Holzkonstruktionen vorgeschlagen (siehe Abbildung 4-28 und Abbildung 4-29).

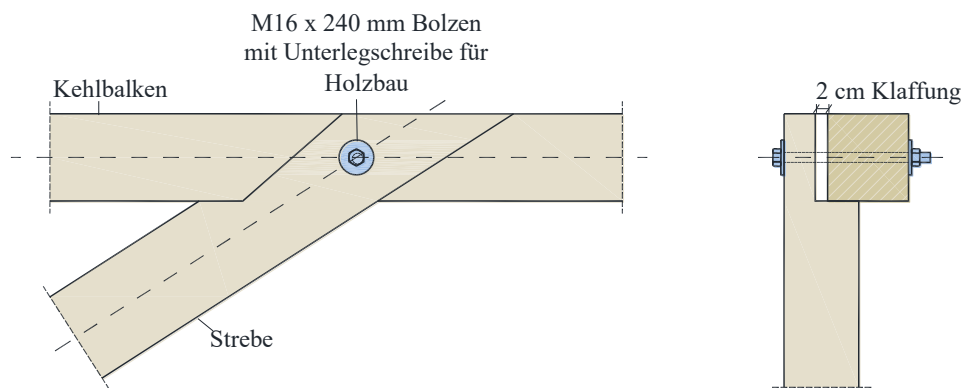


Abbildung 4-28: *Instandsetzungsmaßnahme mit Bolzen und Unterlegscheibe bei der klaffenden Weischwanzverbindung*

Nach Sicherung der Bauteile durch Schraubzwingen kann der Holznagel der Weischwanzverbindung entfernt bzw. eine Bohrung durch die Überblattung geschaffen werden. Anschließend kann der Bolzen mit Unterlegscheiben montiert und leicht vorgespannt werden. Das Schließen der Klaffung durch festeres Anziehen der Bolzen wird als nicht nötig angesehen, da dies zu Zwangskräften im System führen würde.

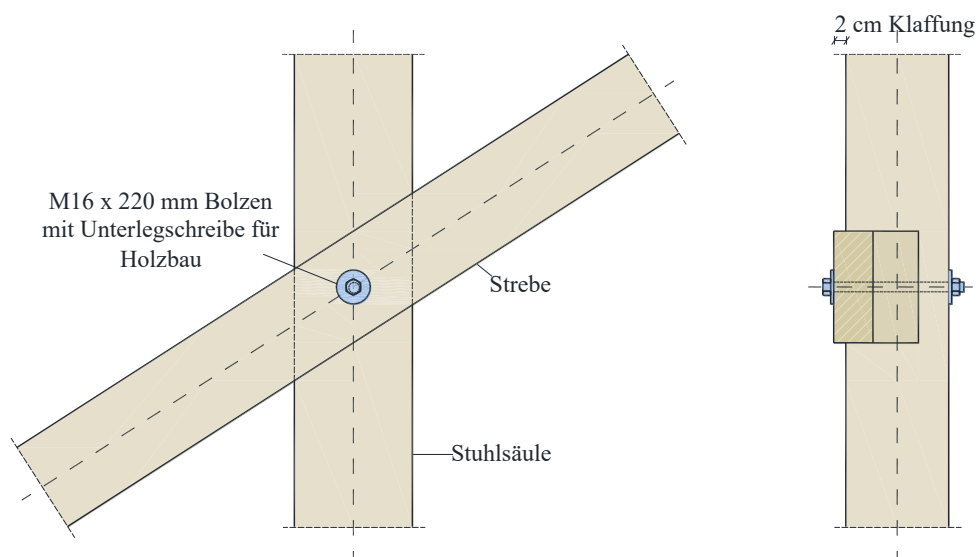


Abbildung 4-29: *Instandsetzung der klaffenden Überblattung mit Bolzen und Unterlegscheibe*

4-3 AUFNAHME 2: LEONHARDSTRAÙE 6



Abbildung 4-30: Ansicht des Objektes „Leonhardstraße 6“

4-3.1 GESCHICHTE UND ECKDATEN

Im Buch „Österreichische Kunsttopographie Graz“ [99] wurde das Gebäude wie folgt beschrieben:

Dreigeschossiges Miethaus (Eckhaus) mit geschrägter Ecke und frühhistoristischer Fassadierung sowie großer Nische mit spätbarockem Kreuzifix. 1865-66 von Jakob Bullmann für Anna Moser erb. (anstelle des hier situierten Wohnhauses mit Fleischerei und Schlachtbank des Nikolaus Mosser). 1865-68 im Erdgeschoß Fleischerei und Gasthaus des Carl Mosser. 1868 Erwerb des Hauses durch den Apotheker Johann Eichler und Eröffnung der heute noch bestehenden „Apothek zum guten Hirten“. An der Fassade Akzent gebend sind die aufgebogenen Fensterverdachungen und die breiten Stuckfriese an den Parapetfeldern sowie am Erdgeschoß große Rundbogennische mit Eisengitter, darin Plastik Kreuzifix...Zweiläufig-gegensinnige Treppe mit Gusseisengeländer. Im Apothekenraum historische Holzdecke, geätzte Fenstergläser und hölzerne Geschäftseinrichtung.

Pläne. StAG: Jakob Bullmann 1865 (Fassade, Grundrisse, Schnitt, Lageplan)

Quellen. StAG: BB 1865, Benützungsbew. 1865 (Gasthaus im Erdgeschoß) u. Ansuchen um EK 1866.



Abbildung 4-31: Reklame Leonhardgasse, 1864, Familienchronik Eichler [101]

Das dreigeschossige Wohn- und Geschäftsgebäude befindet sich im 2. Grazer Stadtbezirk St. Leonhard und wurde im Jahr 1865-66 von Jakob Bullmann errichtet. Im Erdgeschoss befindet sich seit dem Jahr 1868 eine Apotheke. Die zwei Obergeschosse bestehen aus Wohneinheiten, samt Dachgeschoss in unausgebautem Zustand, damals als Magazin für Kräuter und Chemikalien verwendet. Situiert an der Kreuzung der Leonhardstraße und Maiffredygasse, grenzt das Gebäude an zwei weiteren typischen Gründerzeitobjekten und bildet somit das typische Blockrandbebauungsbild dieses Bezirks. Aufgrund der Lage des Objektes ist die Grundriss- und Dachform asymmetrisch. Das Kellergeschoss hat eine lichte Raumhöhe von 2,40 – 2,80 m, das Erdgeschoss 3,80 m und die darüberliegenden Geschosse 2,60 m [101]. Somit beträgt die maximale Gebäudehöhe 18,76 Meter. Auf dem Ansichtsplan kann die prunkvolle Gründerzeitfassade angesehen werden (siehe Abbildung 4-32).



Abbildung 4-32: Ansichtsplan des Gebäudes in der Leonhardstraße 6 [101]

Die Kellerwände liegen mit einer Stärke von 60 bis 105 cm auf Streifen- und Plattenfundamenten. Im Erdgeschoss verringert sich die Wandstärke auf 75 cm. Bei den oberen Geschossen ist ebenfalls eine Verringerung der Wanddicke zu sehen. Im ersten Obergeschoss beträgt die Wanddicke somit 60 cm, im 2. Obergeschoss zwischen 45 und 60 cm und im Dachgeschoss 35 cm. Die Dicke der Giebelwände beginnt im Kellergeschoss mit 60 cm, verringert sich im Erdgeschoss auf 45 cm und bleibt 35 cm in den oberen Geschossen. Sämtliche Wanddicken befinden sich in der Tabelle 4-7 und wurden der Diplomarbeit von Herrn Dipl.-Ing. Fattinger entnommen [101]. Die größeren Räumlichkeiten befinden sich, wie für Gründerzeitbauten üblich, straßenseitig orientiert. Im Gegensatz zu den betrachteten Objekten, verfügen die zwei Obergeschosse über einen auf Stahlträgern liegenden, kleinen Eckbalkon.

Tabelle 4-7: Wanddicken des Objektes in der Leonhardstraße 6

	Einheit	Keller- geschoss	Erd- geschoss	1. Ober- geschoss	2. Ober- geschoss
Außenwand hofseitig	[cm]	90,0	75,0	60,0	45,0
Außenwand straßenseitig	[cm]	105,0	75,0	60,0	45,0
Giebelwände	[cm]	60,0	45,0	35,0	35,0
Innenwand	[cm]	90,0	75,0	60,0	60,0

Im Kellergeschoss befindet sich eine gemauerte Gewölbe- und in den übrigen Geschossen eine Doppelbaumdecke [101].

4-3.2 DACHWERK

Die in Abbildung 4-33 dargestellte Tragwerksisometrie wurde von Herrn Dipl.-Ing. Fattinger [101] übernommen und gibt Einsicht in die räumliche Struktur des Dachwerks, mit einer Darstellung der Kehl- und Gratbereiche sowie der Eckführung der Dachstruktur.

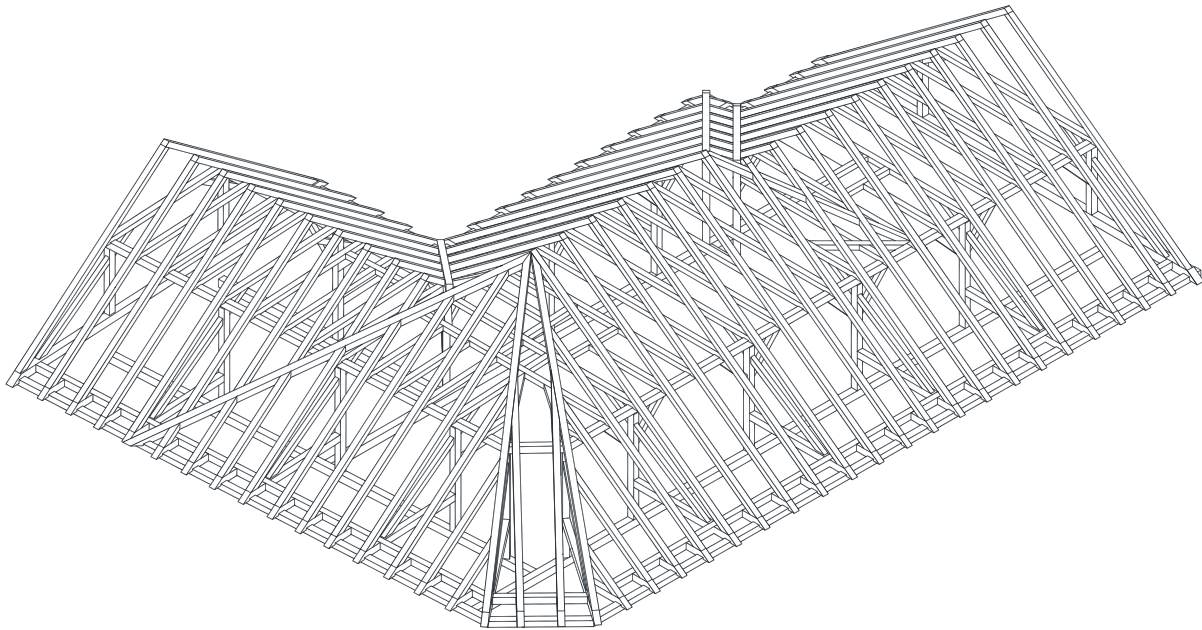


Abbildung 4-33: 3D-Modell des Dachwerks in der Leonhardstraße 6 [101]

Der Innenraum des Dachgeschosses ist in Abbildung 4-34 veranschaulicht.



Abbildung 4-34: Innenansicht des Dachwerks in der Leonhardstraße 6 [101]

4-3.2.1 Tragstruktur

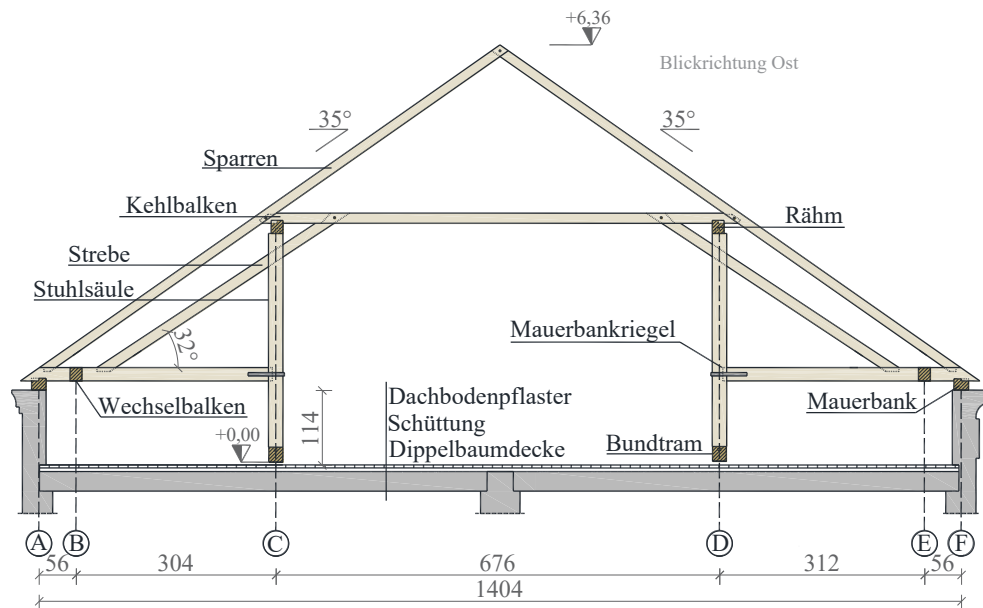


Abbildung 4-35: Vollgespärre des Dachwerkes in der Leonhardstraße 6

Das Dachwerk in der Leonhardstraße 6 entspricht wiederum dem typischen Grazer Dachstuhl (dargestellt in Abbildung 4-35). Eine genaue Beschreibung dieser Konstruktion kann in Kapitel 4-2.2.1 abgelesen werden. Im Vergleich zu den anderen aufgenommenen Dachkonstruktionen, kann bei diesem Dachstuhl eine deutlich größere Kniestockhöhe von mehr als 1,00 Meter gemerkt werden.

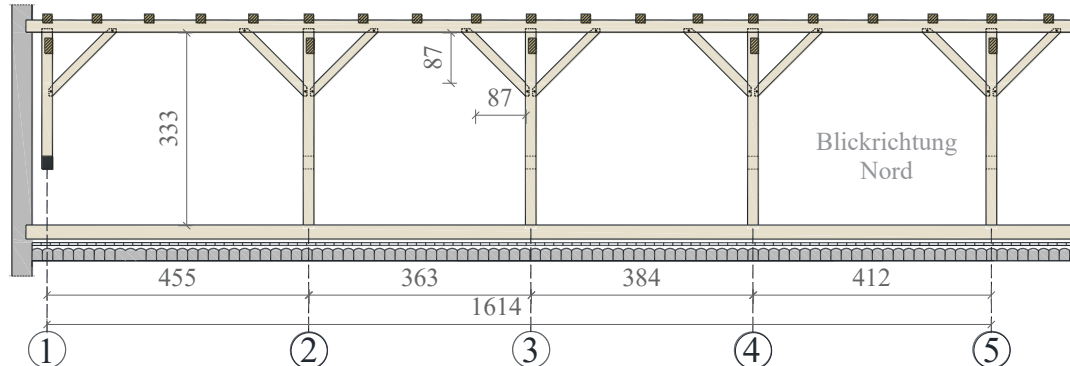


Abbildung 4-36: Stuhlwand des Dachwerkes in der Leonhardstraße 6

Auch bei diesem Dach sind die horizontalen Lasten durch eine Querkonstruktion geleitet. In der Abbildung 4-36 ist ein Abschnitt (Achse 1-1 bis 5-5) der Konstruktion dargestellt. In Tabelle 4-8 sind die Querschnittsabmessungen der Bauteile aufgelistet.

Tabelle 4-8: aufgenommene Querschnittsabmessungen des Dachwerkes in der Leonhardstraße 6

Bauteil	b/h [cm]	Bauteil	b/h [cm]
Bundträm	21/23	Stuhlsäule	18/22
Kopfband	13/16	Stichbalken	18/21
Kehlbalcken	15/14	Sparren	17/15
Mauerbank	22/18	Strebe	13/15,5
Rähm	18/20	Wechselbalken	18/21
Mauerbankriegel	18/21		

4-3.2.2 Achsensystem

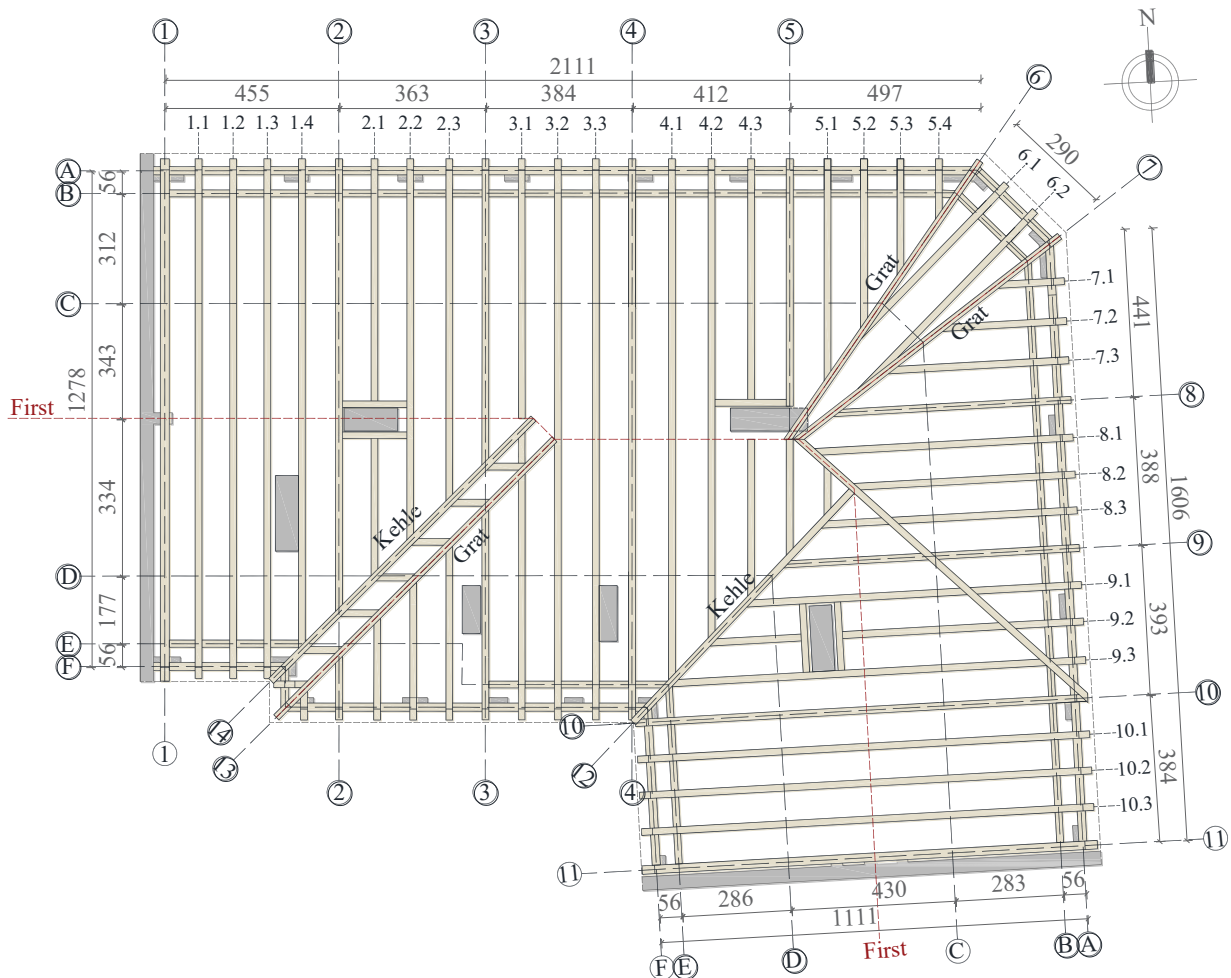


Abbildung 4-37: Sparrengrundriss des Dachwerks in der Leonhardstraße 6

Das Achsensystem des Dachwerks in der Leonhardstraße 6 zeichnet sich durch eine asymmetrische, durch die Eckausführung bedingte Struktur. Bei diesem Dach können insgesamt 14 Hauptachsen (Vollgespärre) gezählt werden (Achse 1-1 bis Achse 14). Nur vier davon sind regelmäßig, die anderen zehn sind asymmetrisch aufgebaut. Zwischen den Vollgespärre befinden sich insgesamt 31 Leergespärre, was auf die Größe dieses Daches hindeutet. Die parallel zum First verlaufenden Bauteile, wie die Mauerbank und Pfette bilden sechs Achsen (Achse A-A bis Achse F-F) zusammen.

4-3.2.3 Verbindungen

Im Rahmen der Bestandsaufnahme wurde die Geometrie und Art der Verbindungen der Dachkonstruktion des Objektes in der Leonhardstraße 6 aufgenommen. Ihre Übersicht ist in der Tabelle 4-9 aufgeführt.

Tabelle 4-9: Verbindungen des Dachwerkes in der Leonhardstraße 6

Nr.	Stabverbindungsbezeichnung	Art der vorhandenen Verbindung
1	Mauerbankriegel-Mauerbank	Halbkamm
2	Mauerbankriegel-Sparren	schräger Zapfen
3	Mauerbankriegel (Stichbalken)-Wechselbalken	einfacher Zapfen
4	Mauerbankriegel-Strebe	schräger Zapfen mit Nagel
5	Stuhlsäule-Bundtram	einfacher Zapfen
6	Stuhlsäule-Mauerbankriegel	einfacher Zapfen mit Eisenverhängung
7	Stuhlsäule-Strebe	Überblattung

8	Stuhlsäule-Rähm	einfacher Zapfen
9	Kehlbalken-Rähm	Halbkamm
10	Kehlbalken-Sparren	schräger Zapfen mit Nagel
11	Kehlbalken-Strebe	Weißschwanz
12	Sparren-Sparren (Firstpunkt)	Scherzapfen
13	Kopfband-Stuhlsäule und Kopfband-Pfette	schräger Zapfen mit Nagel
14	Bundtram-Bundtram	schräges Blatt
16	Bundtram-Bundtram (Eckverbindung)	einfacher Zapfen mit Eisenklammer

Im Folgenden sind ausgewählte Verbindungen dargestellt. Ihre detaillierte Erfassung befindet sich im ANHANG B

Verbindung 3: einfacher Zapfen

Die Verbindung des Wechselbalkens mit dem Mauerbankriegel erfolgt über den einfachen Zapfen, wie in Abbildung 4-38 dargestellt ist. Dabei verfügt der Wechselbalken über einen abgesetzten Teil bzw. dem Zapfen. Der Mauerbankriegel hat zweiseitig eingeschnittene Zapfenlöcher.

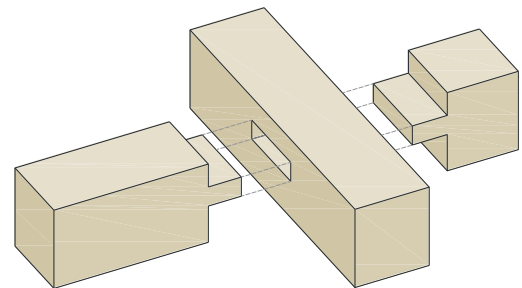


Abbildung 4-38: *Beispiel des einfachen Zapfens bei der Verbindung des Mauerbankriegels mit dem Wechselbalken des Dachwerks in der Leonhardstraße 6; links: Foto der Verbindung [102]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung*

Verbindung 6: einfacher Zapfen mit Eisenverhängung

Ein weiteres Beispiel des einfachen Zapfens ist bei der Verbindung der Stuhlsäule mit dem Mauerbankriegel zu sehen (Abbildung 4-39). Diese Verbindung verfügt zusätzlich über eine Eisenverhängung, wodurch neben Drucknormal- auch Zugkräfte geleitet werden können.

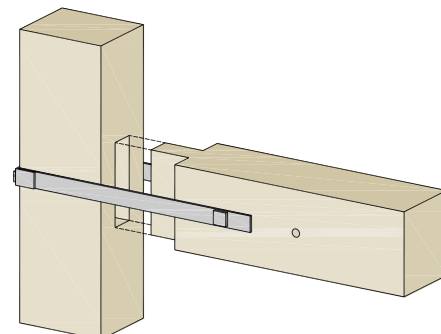


Abbildung 4-39: *Beispiel des einfachen Zapfens bei der Verbindung der Stuhlsäule mit dem Mauerbankriegel des Dachwerks in der Leonhardstraße 6; links: Foto der Verbindung [102]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung*

Verbindung 13: schräger Zapfen mit Nagel

Die Verbindung des Kopfbandes mit der Stuhlsäule ist als ein schräger Zapfen mit Holznägeln ausgeführt, wie in Abbildung 4-40 gesehen werden kann. Durch den Zapfen werden die Druckkräfte übertragen, wobei der Holznagel als Lagesicherung dient.

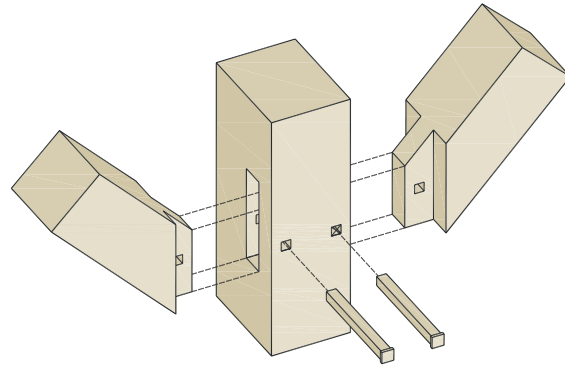


Abbildung 4-40: *Beispiel des schrägen Zapfens am Kopfband des Dachwerks in der Leonhardstraße 6; links: Foto der Verbindung [102]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung*

Verbindung 16: einfacher Zapfen mit Eisenklammer

Die Eckverbindung der Bundträme besteht aus einem mittels Eisenklammer gesicherten einfachen Zapfen, wie in Abbildung 4-41 dargestellt.

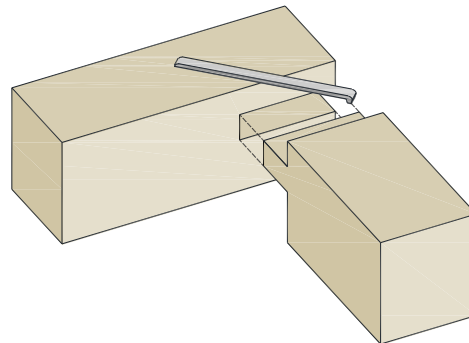


Abbildung 4-41: *Beispiel des einfachen Zapfens bei der Eckverbindung der Bundtrame des Dachwerks in der Leonhardstraße 6; links: Foto der Verbindung [102]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung*

4-3.3 VORGEFUNDENE SCHÄDEN

4-3.3.1 Insektenbefall Mauerbankriegel



Abbildung 4-42 Insektenbefall bei dem Mauerbankriegel [102]

In einem Bereich des Mauerbankriegels bei der Achse 1-1 sind typische Ausflugslöcher der Hausbockkäfer erkennbar. Anhand der durchgeführten Bohrwiderstandsmessung (siehe Abbildung 4-43) kann eine Querschnittzerstörung ausgeschlossen werden.

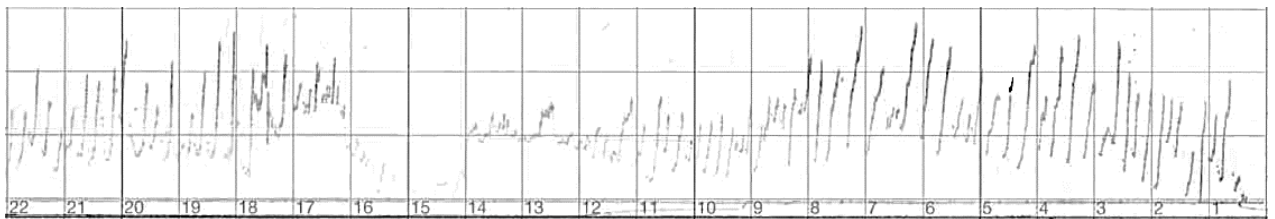


Abbildung 4-43: Bohrwiderstandsmessung an der Mauerbankriegel bei Achse 1-1

4-3.3.2 Querschnittreduzierung der Stuhlsäule

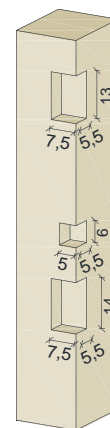


Abbildung 4-44: Querschnittreduzierung der Stuhlsäule; links: Foto der Stuhlsäule [102]; rechts: Abmessungen der Ausschnitte

Die Stuhlsäule der Achse 1-1 (siehe Abbildung 4-44) wurde an drei Stellen ausgeschnitten. Die Abmessungen der Ausschnitte sind in Abbildung 4-44 rechts dargestellt.

4-3.3.3 klaffende Verbindung



Abbildung 4-45: Foto der klaffenden Verbindung des Wechselbalkens mit dem Bundtram [102]

Bei der Verbindung des Wechselbalkens mit dem Bundtram der Achse 1-1 wurde eine Klaffung von 2 cm gemessen.

4-3.3.4 geringfügiger Wasserschaden

Bei der Verbindung des Mauerbankriegels mit dem Wechselbalken der Achse 1-1 konnten Wasserflecken gesehen werden. Eine Bohrwiderstandsmessung an dieser Stelle (siehe Abbildung 4-46) hat jedoch gezeigt, dass es zu keiner Querschnittszerstörung gekommen ist.

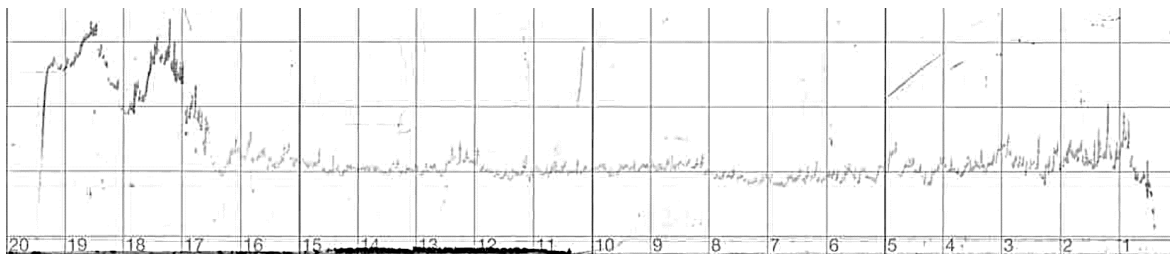


Abbildung 4-46: Bohrwiderstandsmessung bei der Verbindung Mauerbankriegel-Wechselbalken

4-3.4 ZUSTANDSBEURTEILUNG

Die Zustandsbeurteilung wird nach der Beurteilungsschema von Meisel [63] durchgeführt.

Tabelle 4-10: Zustandsbeurteilung Leonhardstraße 6

Schadensfolgeklasse	
0,5	für gewöhnliche Bauten
Tragsicherheit	
0	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0	Umbauten und Instandsetzungen: nicht vorhanden oder sichtbar
0	Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall): nicht vorhanden
0	Verbindungs- und/oder Stabversagen: nicht vorhanden
0	konstruktive Mängel: nicht vorhanden oder sichtbar
0	große Verformungen und/oder Klaffungen: nicht vorhanden oder sichtbar
0,5	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung des gesamten Dachwerks
In-Situ-Probebelastungen	
0	keine In-Situ-Probebelastungen
weitere Kriterien und Erfahrung des Gutachters	
0	keine
1,0	Summe

Es liegt kein Handlungsbedarf vor.

4-3.5 ZUSAMMENFASSUNG UND INSTANDSETZUNGSMAßNAHMEN

Die Dachkonstruktion des Gebäudes in der Leonhardstraße 6 befindet sich in einem sehr guten Zustand und weist keine nennenswerten Schäden auf. Abgesehen von der Empfehlung, den Dachraum sauber zu halten, sind für diese Dachkonstruktion keine weiteren Instandhaltungs- oder Instandsetzungsmaßnahmen vorgesehen.

4-4 AUFNAHME 3: HUMBOLDTSTRAÙE 10



Abbildung 4-47: Ansicht des Objektes „Humboldtstraße 10“

4-4.1 GESCHICHTE UND ECKDATEN

Ein Auszug aus dem Buch „Österreichische Kunsttopographie Graz“ [99] gibt Einblick in die historischen Daten des Objektes:

*Dreigeschossiges Miethaus mit Souterraingeschoss, seittl. frei stehend, flächig großformig strukturierte historische Fassade mit Seitenrisaliten, ohne kleinteiligen Dekor (Abb. 597; hier Abbildung 4-47). 1887-88 von Carl Heller für Johann Lipp erb. Im mittig gesetzten Portal dekorierte Holztürflügel mit Gitter-Glas-Einsätzen. Im Vestibül gestufte Wandfeld- und Pilastergliederung, qualitätvoller Terrazzoboden, zweiläufig-gegensinnige Treppe mit Schmiedeeisengeländer. Vorgarten mit Gitterzaun.
 Pläne. StAG: Carl Heller 1887 (Fassaden [abgeändert ausgeführt], Grundrisse, Schnitt, Lageplan)
 Quellen. StAG: BB 1887 u. Ansuchen um EK 1888.*

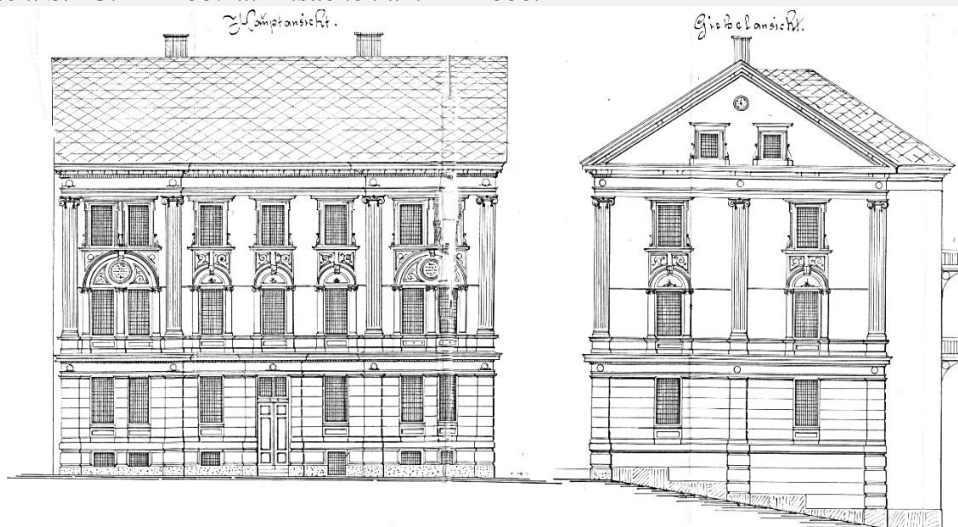


Abbildung 4-48: Ansicht des Gebäudes in der Humboldtstraße 10 (1887) [27]

Das Gebäude wurde 1888 im Grazer Bezirk Geidorf von Carl Heller erbaut. Ursprünglich ein einseitig freistehendes Gebäude, wurde es später von einem Neubau umschlossen, wie in Abbildung 4-47 zu sehen ist. Die tatsächliche Fassade weicht vom Ansichtsbild von 1887 (siehe Abbildung 4-48) ab und wurde etwas einfacher gestaltet. Bemerkenswert für das Gebäude ist eine ausgeprägte symmetrische Gestaltung, die auf dem originalen Ansichtsbild-, Grundrissplan und Schnitt gesehen werden kann (siehe Abbildung 4-48 und Abbildung 4-49).

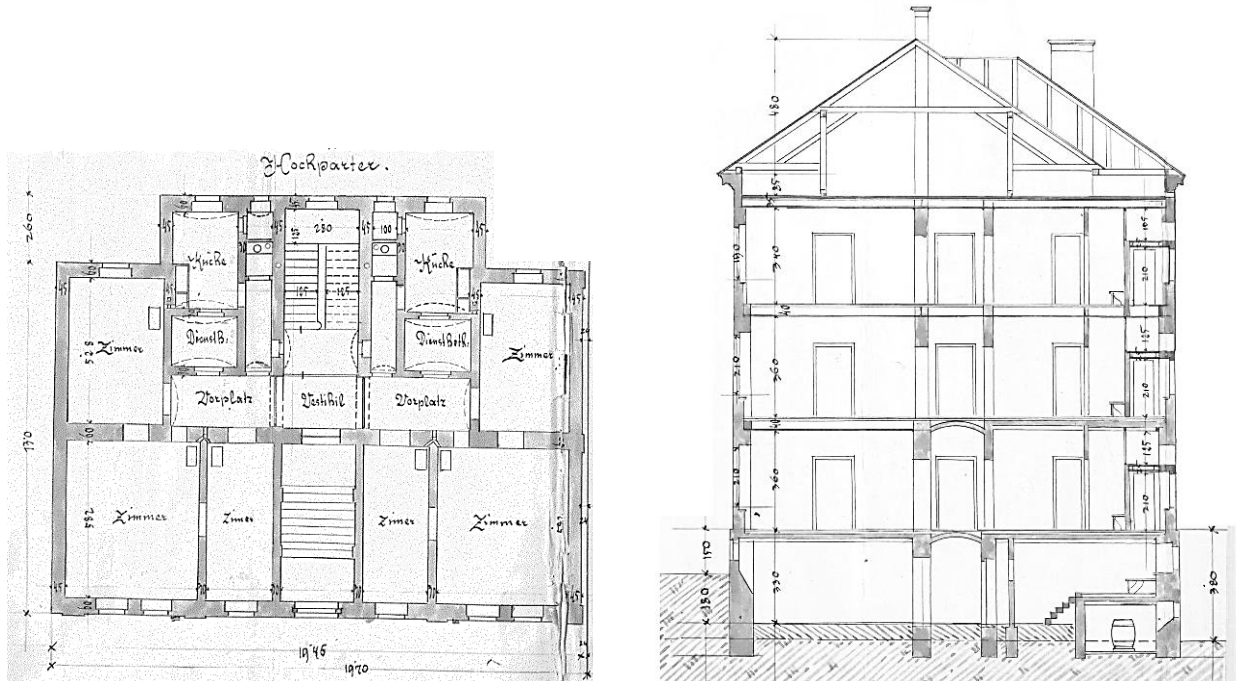


Abbildung 4-49: Schnitt des Gebäudes in der Humboldtstraße 10 (1887) [27]

Das Objekt verfügt über einen zentralen Eingang, der zu einem Vestibül und einem zentralen, hofseitig orientierten Treppenhaus führt. Weiters befinden sich pro Geschoss zwei Wohnungen mit gleichen, zueinander gespiegelten Raumanordnung. Auf dem originalen Gebäudeplan ist ein rechteckiger Grundriss mit den Abmessungen 19,7 x 15,6 m und mit einem hofseitig herausragenden Teil und zu sehen. Die 75 cm starken Kellerwänden wurden auf Streifenfundamenten errichtet. Die Wanddicken sind in Tabelle 4-11 dargestellt:

Tabelle 4-11: Wanddicken des Objektes in der Humboldtstraße 10

	Einheit	Keller-geschoss	Erd-geschoss	1. Ober-geschoss	2. Ober-geschoss
Außenwand hofseitig	[cm]	60,0/75,0	45,0/60,0	45,0/60,0	45,0
Außenwand straßenseitig	[cm]	75,0	60,0	60,0	45,0
Giebelwände	[cm]	45,0/53,0	45,0	45,0	45,0
Innenwand	[cm]	60,0	60,0	45,0	45,0

Neben dem Erdgeschoss gibt es noch zwei Obergeschosse und ein Dachgeschoss. Die Raumhöhe des Kellergeschosses beträgt 3,30 m, des Erd- und 1. Obergeschosses 3,60 m und des 2. Obergeschosses 3,40 m. Gemessen von der Oberkante des Dachbodens beträgt die Kniestockhöhe 97 cm. Die Gesamthöhe, gemessen vom Straßenniveau, beträgt rund 19 m.

4-4.2 DACHWERK

Das Dachwerk des Gebäudes in der Humboldtstraße 10 ist regelmäßig und symmetrisch aufgebaut, mit einem hofseitigen Dachvorsprung und dem daraus resultierenden Walmbereich. Nahe dem First und

neben dem Vorsprung (siehe Abbildung 4-50) befinden sich Schornsteine, die mittels Wechselbalken von der restlichen Dachkonstruktion entkoppelt sind.

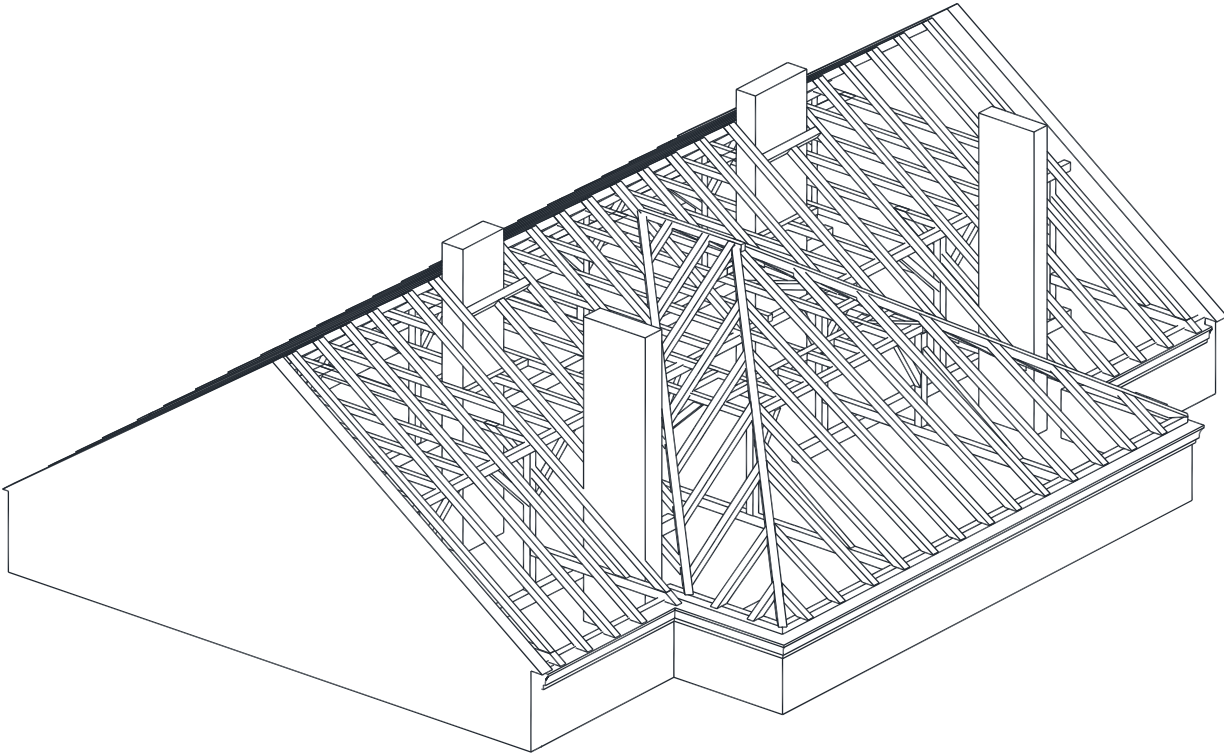


Abbildung 4-50: 3D-Modell des Dachwerks in der Humboldtstraße 10

Die Abbildung 4-51 zeigt den Innenraum des Dachbodens.

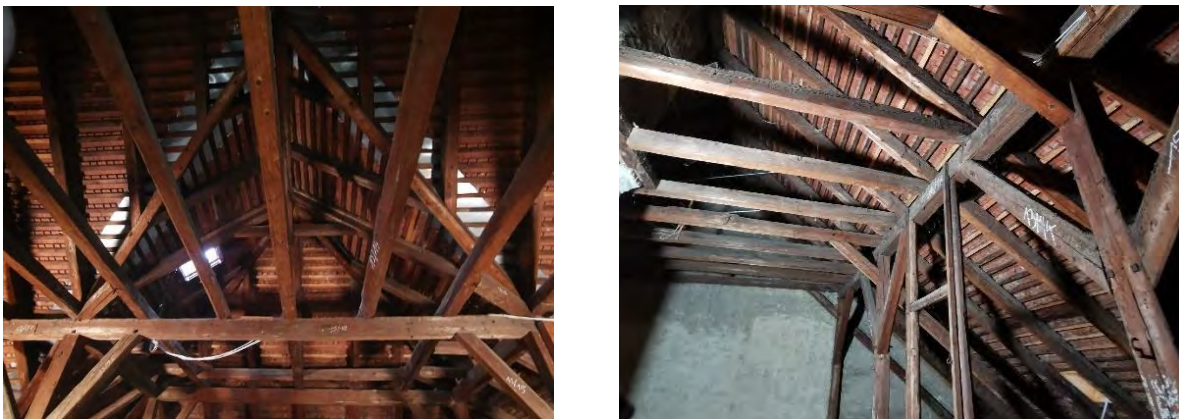


Abbildung 4-51: Innenansicht des Dachwerks in der Humboldtstraße 10 [103]

4-4.2.1 Tragstruktur

Bei dem Dachwerk in der Humboldtstraße 10 handelt es sich wiederum um den sog. Grazer Dachstuhl (siehe Abbildung 4-52). Seine Konstruktion ist den beiden bereits behandelten Dachwerken sehr ähnlich. Die genaue Beschreibung dieser Art der Dachkonstruktion befindet sich im Abschnitt 4-2.2.1. Der Achsabstand zwischen den Mauerbänken beträgt 12,5 m und die Gesamthöhe der Dachkonstruktion beträgt 5,70 m. Sowie die bereits beschriebene Dachwerke, hat auch dieses Dach eine Neigung von 35,0°.

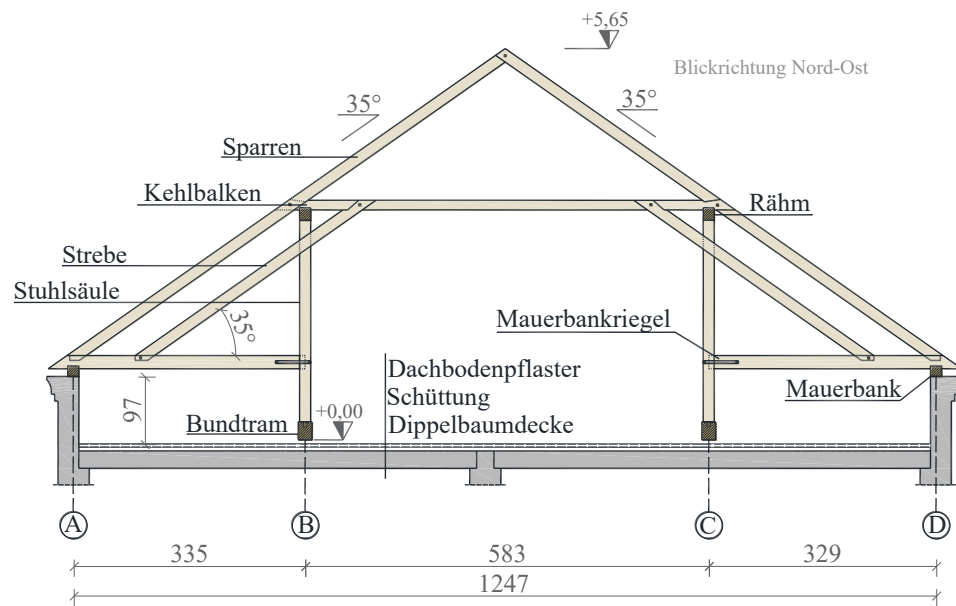


Abbildung 4-52: Vollgespärre des Dachwerks in der Humboldtstraße 10

Das System ist in Längsrichtung durch ein Kopfband ausgesteift, das auf der unteren Seite von einem Bundtram und auf der oberen Seite von einem Rähm gehalten ist (siehe Abbildung 4-53). Beide Balken sind in Giebelwänden zweiseitig gelagert.

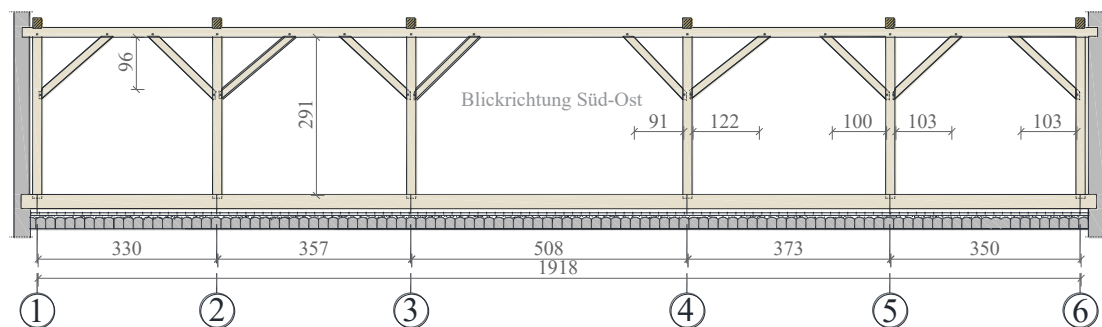


Abbildung 4-53: Stuhlwand des Dachwerks in der Humboldtstraße 10

Die aufgenommenen Bauteilabmessungen sind in Tabelle 4-12 aufgelistet.

Tabelle 4-12: aufgenommene Querschnittsabmessungen

Bauteil	b/h [cm]	Bauteil	b/h [cm]
Bundtram	20/26	Mauerbankriegel	15/19
Kopfband	13/14	Stuhlsäule	16/17
Kehlbalken	16/14	Sparren	14/16
Mauerbank	16/15	Strebe	14/16
Rähm	16/18		

4-4.2.2 Achsensystem

Insgesamt gibt es bei dieser Dachkonstruktion sechs Hauptachsen (Vollgespärre) mit jeweils drei Leergespärre zwischen den Hauptachsen und fünf Leergespärre zwischen den Achsen 3-3 und 4-4. Wie bereits erwähnt, ist dieses Dach symmetrisch aufgebaut, was auch im Sparregrundriss zu erkennen ist (siehe Abbildung 4-54). Die Achsen 1-1, 2-2, 5-5 und 6-6 sind symmetrisch und entsprechen dem in

Abbildung 4-52 dargestellten System. Alle anderen Achsen sind aufgrund des Walmbereiches asymmetrisch aufgebaut.

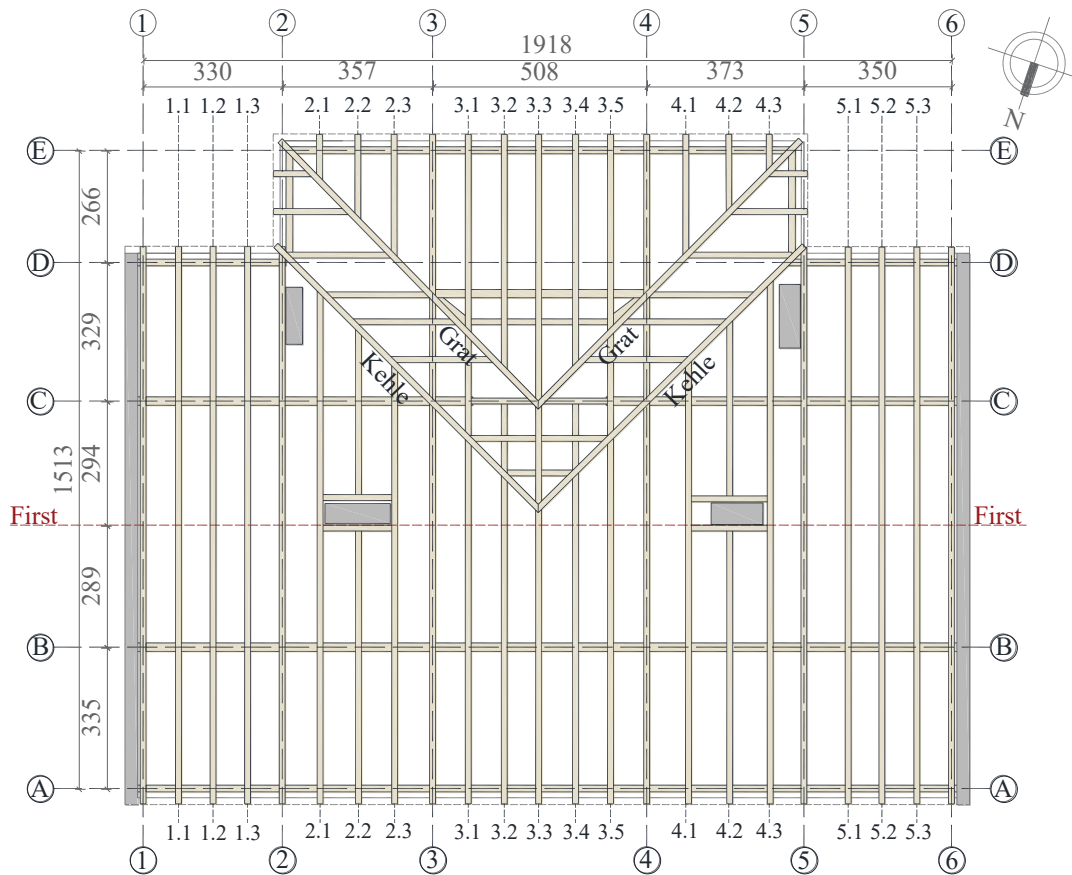


Abbildung 4-54: Sparrengrundriss des Dachwerkes in der Humboldtstraße 10

4-4.2.3 Verbindungen

Die Verbindungen des Dachwerkes in der Humboldtstraße wurden im Rahmen der Bestandserfassung aufgenommen und sind in Tabelle 4-13 aufgelistet.

Tabelle 4-13: Verbindungen des Dachwerkes in der Humboldtstraße 10

Nr.	Stabverbindungsbezeichnung	Art der vorhandenen Verbindung
1	Mauerbankriegel-Mauerbank	Halbkamm
2	Mauerbankriegel-Sparren	schräger Zapfen
4	Mauerbankriegel-Strebe	schräger Zapfen mit Nagel
5	Stuhlsäule-Bundtram	einfacher Zapfen
6	Stuhlsäule-Mauerbankriegel	einfacher Zapfen mit Eisenverhängung
7	Stuhlsäule-Strebe	Überblattung
8	Stuhlsäule-Rähm	einfacher Zapfen
9	Kehlbalken-Rähm	Halbkamm
11	Kehlbalken-Strebe	Weißschwanz
12	Sparren-Sparren (Firstpunkt)	Scherzapfen
13	Kopfband-Stuhlsäule und Kopfband-Pfette	schräger Zapfen
14	Bundtram-Bundtram	schräges Blatt
15	Mauerbank-Mauerbank	schräges Blatt
17	Sparren-Mauerbank (Leergespärre)	Klaue
18	Kehlbalken-Sparren	Weißschwanz

Im Folgenden sind die oben genannte Verbindungen vorgestellt.

Verbindung 4: schräger Zapfen mit Nagel

In Abbildung 4-55 ist die Verbindung des Mauerbankriegels mit der Strebe dargestellt. Sie ist als ein schräger Zapfen ausgeführt, der zusätzlich mit einem Holznagel lagegesichert ist.

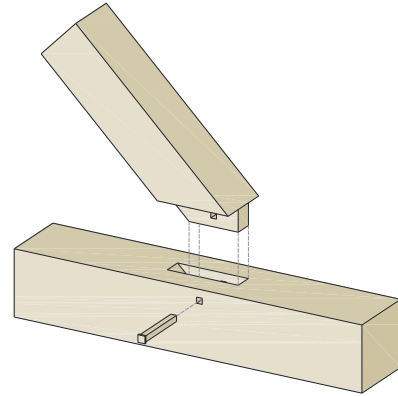


Abbildung 4-55: *Beispiel des schrägen Zapfens mit Holznagel im Dachwerk in der Humboldtstraße 10; links: Foto der Verbindung [103]; rechts: axonometrische Darstellung des schrägen Zapfens*

Verbindung 5: einfacher Zapfen

Die Verbindung der Stuhlsäule und des Bundtrams ist in Abbildung 4-56 zu sehen. Sie ist als ein einfacher Zapfen gelöst.

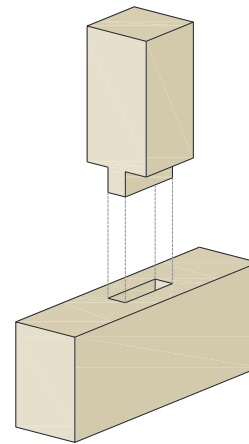


Abbildung 4-56: *Beispiel des einfachen Zapfens im Dachwerk in der Humboldtstraße 10; links: Foto der Verbindung [103]; rechts: axonometrische Darstellung des einfachen Zapfens*

Verbindung 12: Scherzapfen

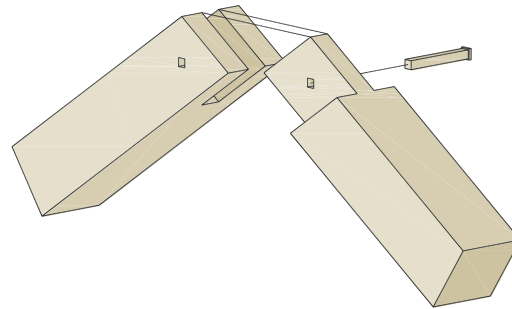


Abbildung 4-57: *Beispiel des Scherzapfens im Dachwerk in der Humboldtstraße 10; links: Foto der Firstverbindung [103]; rechts: axonometrische Darstellung des „Scherzapfen“*

Mittels des sogenannten Scherzapfens sind die Sparren im Firstpunkt miteinander verbunden, wie in Abbildung 4-57 dargestellt ist. Zusätzlich wurde die Verbindung mit einem Holzstift lagegesichert.

Verbindung 13: schräger Zapfen

Am Ende des Kopfbandes befindet sich ein schräger Zapfen, der zur Verbindung mit dem Rähm dient (siehe Abbildung 4-58).

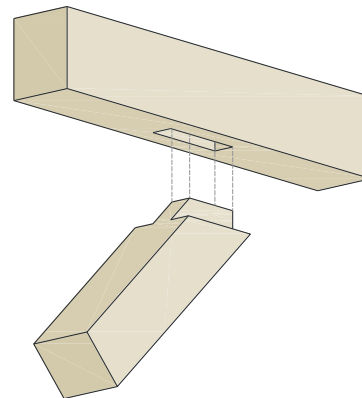


Abbildung 4-58: *Beispiel des schrägen Zapfens im Dachwerk in der Humboldtstraße 10; links: Foto der Verbindung [103]; rechts: axonometrische Darstellung des schrägen Zapfens*

4-4.3 VORGEFUNDENE SCHÄDEN

4-4.3.1 Verdrehung des Kehl balkens



Abbildung 4-59: *Foto der Verbindung des Kehl balkens mit dem Rähm [103]*

Eine Verdrehung des Kehlbalckens konnte bei seiner Verbindung mit dem Rähm im südlichen Bereich der Achse 3.2-3.2 erkannt werden (siehe Abbildung 4-59).

4-4.3.2 geringfügiger Fäulnisschaden

Zwischen Achse 3-3 und Achse 3.1 wurde ein Fäulnisschaden festgestellt (siehe Abbildung 4-60). An dieser Stelle hat die Bohrwiderrstandsmessung keine Zerstörung des Querschnitts gezeigt (siehe Abbildung 4-61).

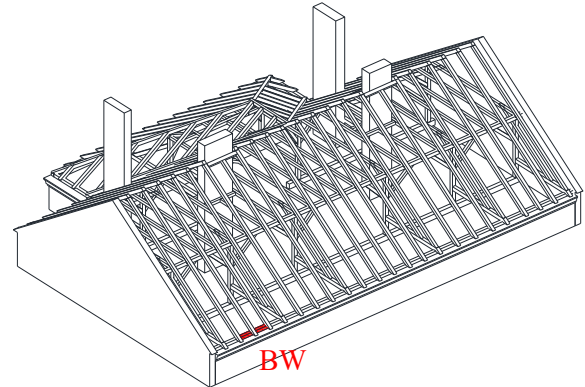


Abbildung 4-60: Fäulnisschaden der Mauerbank [103]

An Stelle der Bohrwiderrstandsmessung wurde eine Holzfeuchte von $u = 15,0\%$ gemessen. Ein so niedriger Wert deutet auf einen eher vergangenen Wasserschaden hin. Jedoch wurden in den weiteren Bereichen der gleichen Mauerbank, zwischen Achse 2.3 und 3-3 und zwischen Achsen 3.2 und 3.3, Holzfeuchten von $u = 18,0\%$ und $u = 17,7\%$ gemessen.

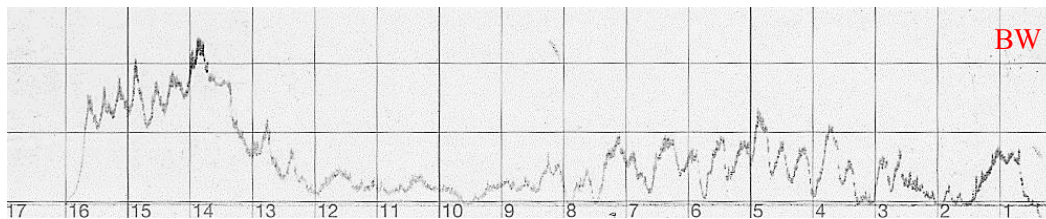


Abbildung 4-61: Bohrwiderrstandsmessung – Mauerbank

4-4.3.3 klaffende Weißschwanzverbindung



Abbildung 4-62: Klaffende Weißschwanzverbindung [103]

Bei der Verbindung der Strebe mit dem Kehlbalckern konnte eine Klaffung aufgenommen werden.

4-4.4 ZUSTANDSBEURTEILUNG

Die Zustandsbeurteilung wird nach dem Beurteilungsschema von Meisel [63] durchgeführt.

Tabelle 4-14: Zustandsbeurteilung Humboldtstraße 10

Schadensfolgeklasse	
0,5	für gewöhnliche Bauten
Tragsicherheit	
0	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0	Umbauten und Instandsetzungen: nicht vorhanden oder sichtbar
0	Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall): nicht vorhanden
0	Verbindungs- und/oder Stabversagen: nicht vorhanden
0	konstruktive Mängel: nicht vorhanden oder sichtbar
0,5	große Verformungen und/oder Klaffungen: Klaffungen bei der Weißschwanzverbindung
0,5	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung des gesamten Dachwerks
In-Situ-Probebelastungen	
0	keine In-Situ-Probebelastungen
weitere Kriterien und Erfahrung des Gutachters	
0	keine
1,5	Summe

Es liegt Handlungsbedarf bei der nächsten Erneuerung der Dachdeckung vor.

4-4.5 ZUSAMMENFASSUNG UND INSTANDSETZUNGSMAßNAHMEN

Zusammenfassend kann anhand der vorgefundenen Schäden und der Zustandsbeurteilung lt. Tabelle 4-6 die gleiche Instandsetzungsmaßnahme wie für das Dachwerk in der Laimburggasse 19 empfohlen werden (siehe Abschnitt 4-2.5). Außerdem wird empfohlen, den Dachraum sauber zu halten.

4-5 AUFNAHME 4: CONRAD-VON-HÖTZENDORF-STRASSE 56



Abbildung 4-63: Ansicht des Objekts in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56

4-5.1 GESCHICHTE UND ECKDATEN

Das dreigeschossige Wohngebäude wurde im Jahr 1892 im 6. Grazer Bezirk Jakomini, von Josef Laber und Josef Lager erbaut. Bei dem Gebäude ist ein rechteckiger, unsymmetrischer Grundriss zu sehen und es ist mit der Länge von ungefähr 16,0 Meter und Gesamtbreite von mehr als 13,0 Meter zwischen einem Eckgebäude und einem ebenfalls dreigeschossigen rechteckigen Gebäude situiert. Wie es für die Gründerzeitblöcke üblich war, grenzt das in der geschlossenen Bauweise errichtete Wohnhaus an die Straße. Auf dem Ansichtsplan aus dem Jahr 1891 [27] ist die typische und an die Straße orientierte, reich dekorierte Fassade zu sehen.

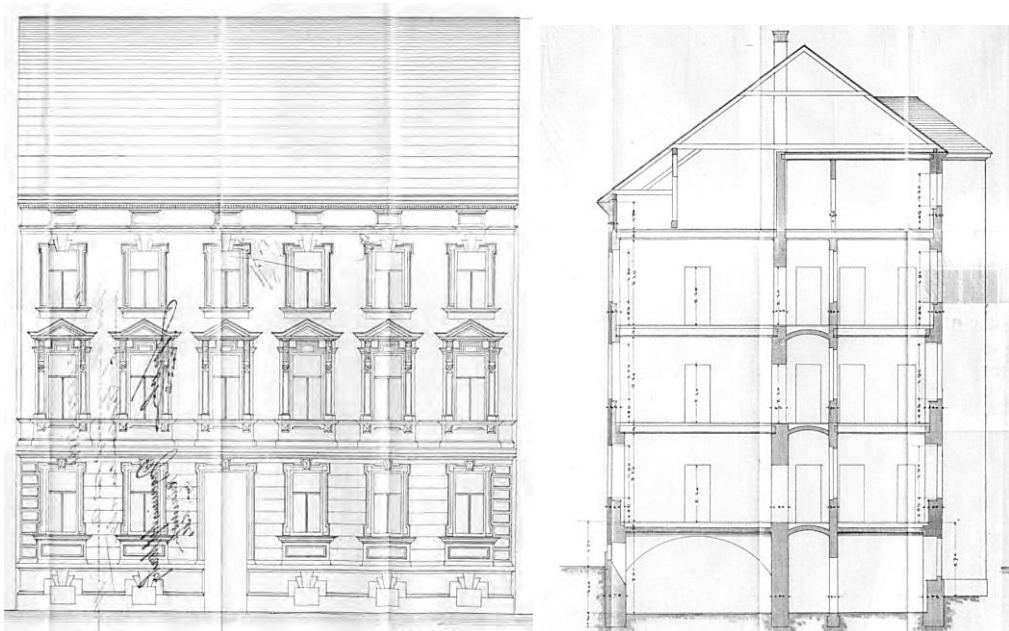


Abbildung 4-64: Ansicht und Schnitt des Gebäudes in der Conrad-von-H.-Straße 56 (1891) [27]

Aufgrund von Bombenschäden, die im Zweiten Weltkrieg entstanden, wurde die Fassade in der Nachkriegszeit erneuert – diesmal hat sie aber eine einfachere Form bekommen (siehe Abbildung 4-65).

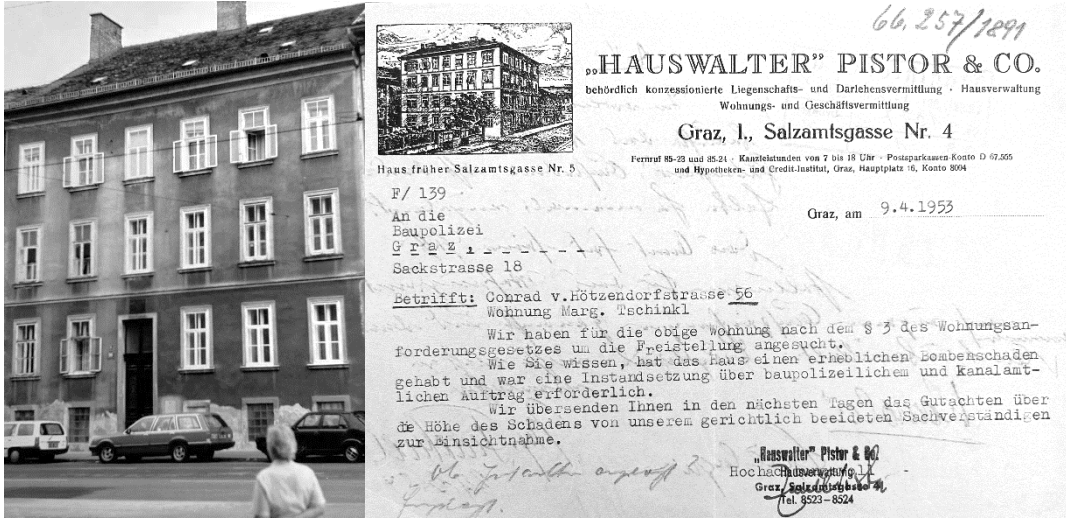


Abbildung 4-65: links: Foto des Gebäudes mit der neuen Fassade in der Conrad-v.-H.-Straße 56 (1988); rechts: Dokumentation der Bombenschäden [27]

Hinsichtlich der Raumanordnung entspricht der Grundriss einem typischen Grazer Grundriss aus der Gründerzeit (siehe Abbildung 4-66). Das Stiegenhaus befindet sich leicht rechtsseitig und zum Hof orientiert. Die größeren Zimmer sind straßenseitig und kleinere, „untergeordnete“ Zimmer, innenseitig gerichtet und von einem langen und engen Gang voneinander getrennt. Auf dem originalen Gebäudeplan aus dem Stadtarchiv Graz sind, wie für ein Gründerzeit-Wohnhaus erwartet, Streifenfundamente zu sehen. Sie liegen unter 75,0 cm dicken Außen- sowie 60,0 cm und 30,0 cm dicken Innenkellerwänden. In den oberen Geschossen bis zu dem Dachgeschoss wird die Dicke der Außenwände pro Geschoss um 15,0 cm verringert und erreicht im Dachgeschoss somit 30,0 und 45,0 cm. Bei den Innenwänden ist ebenfalls eine Verringerung der Dicke/Geschoss zu sehen. Die Raumhöhe im Kellergeschoss ist 3,00 m, im ersten Geschoss 3,20 m und 2. und 3. Geschoss 3,10 m. Die Gesamthöhe des Gebäudes, vom Straßenniveau gemessen, beträgt fast 19,0 Meter.

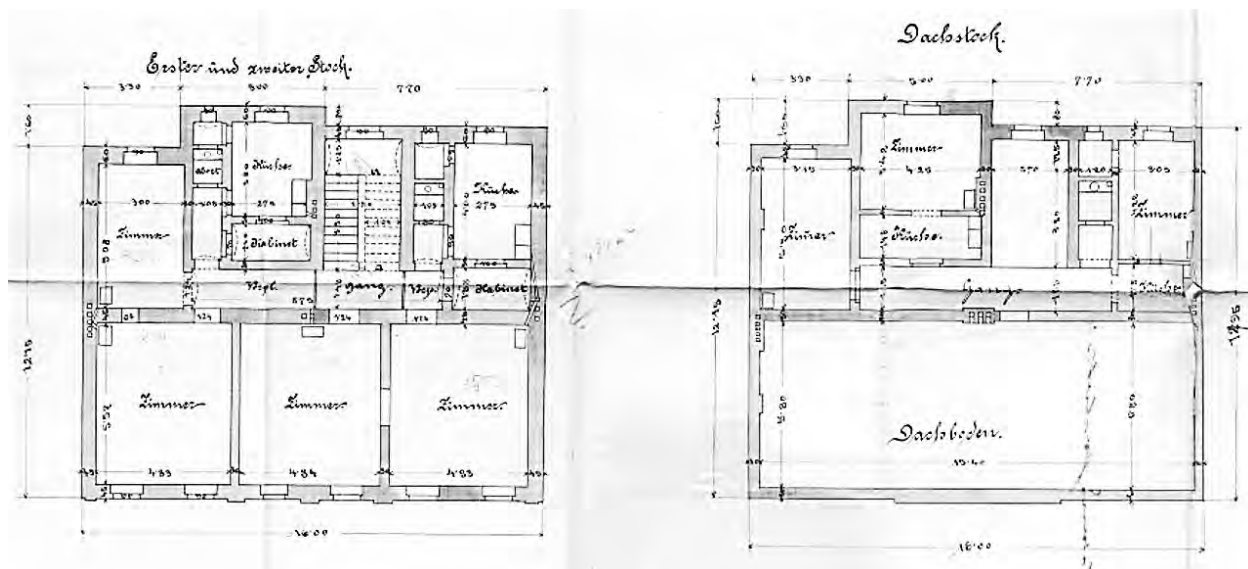


Abbildung 4-66: Grundrisse des Gebäudes in der Conrad-v.-H.-Straße 56 (1891) [27]

Tabelle 4-15: *Wanddicken des Objektes in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56*

	Einheit	Keller- geschoss	Erd- geschoss	1. Ober- geschoss	2. Ober- geschoss
Außenwand hofseitig	[cm]	75,0	60,0	60,0	60,0
Außenwand straßenseitig	[cm]	75,0	60,0	45,0	45,0
Giebelwände	[cm]	45,0	45,0	45,0	45,0
Innenwand	[cm]	60,0	60,0	45,0	45,0

4-5.2 DACHWERK

Die planliche Darstellung des Schnittes aus dem Jahr 1891 (Abbildung 4-64) entspricht nicht dem aktuellen Stand der Tragstruktur – Kniestockhöhe, Abstand der Stuhlsäule von dem Kniestock, Höhe des Kehlbalkens, sowie ein entfernter Kehlbalken unterscheiden sich von dem Bestand. Der aktuelle Stand der Dachkonstruktion wurde im Laufe der Bestandserfassung aufgenommen und wird im Folgenden dargestellt. Die Abbildung 4-67 zeigt das 3D-Modell des Dachwerkes und die Abbildung 4-68 den Innenraum des Dachgeschosses des Objektes in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56.

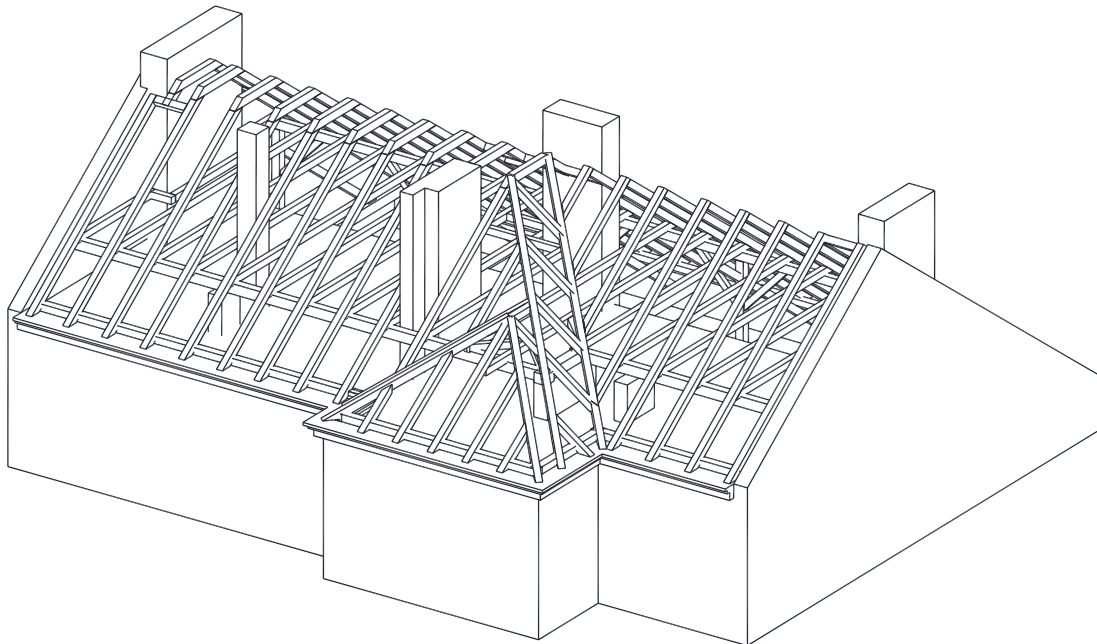


Abbildung 4-67: *3D-Modell des Dachwerkes in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56*

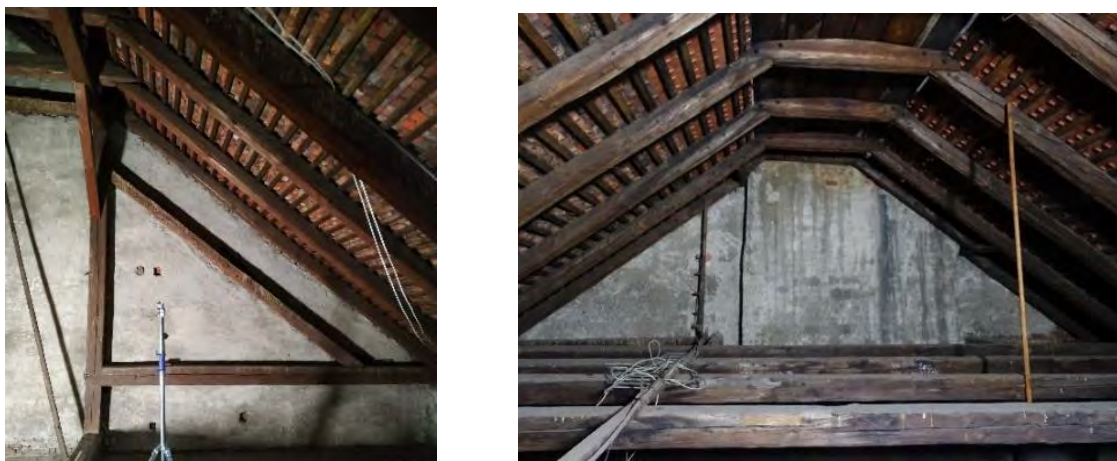


Abbildung 4-68: *Innenansicht des Dachwerkes in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56*

4-5.2.1 Tragstruktur

Das Tragwerk hat eine asymmetrische Struktur mit einem einseitig liegenden, abgestrebt Stuhl und stellt ein Kehlbalkendach dar. Die Sparren liegen jeweils auf einem Kehlbalken, der weiters von den parallel zum First verlaufenden Pfetten unterstützt ist. Das Zugband aus dem konventionellen Sparrendach fehlt jedoch, weshalb dieses System als eine Hybridkonstruktion aus Sparren- und Pfettendach angesehen werden kann. Der Stuhl ist abgestrebt ausgeführt und befindet sich nur auf der westlichen Seite des Tragwerks. Die Schwelle verläuft parallel zum First und leitet die Lasten aus der Stuhlsäule in die Querkonstruktion.

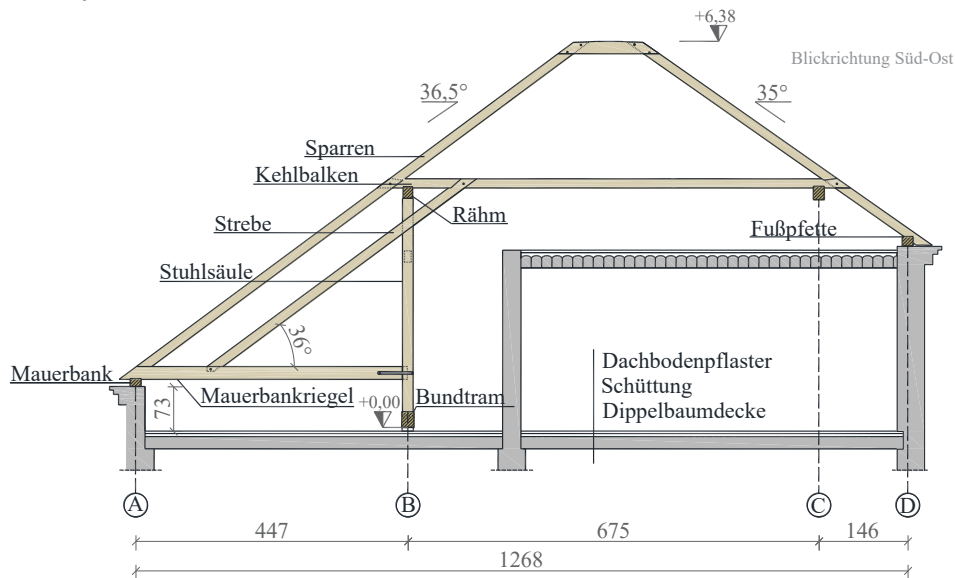


Abbildung 4-69: Vollgespärre des Dachwerks in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56

Die Sparren zwischen Achsen 3 und 4 (siehe Abbildung 4-71) kommen nicht in einem spitzenförmigen First zusammen, sie sind aber mit einem horizontalen Bauteil verbunden, was in der Sonderform eines abgeflachten Firstes resultiert.

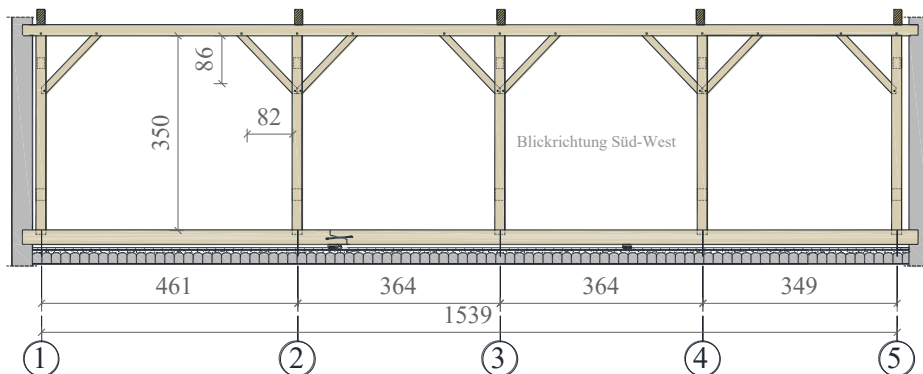


Abbildung 4-70: Stuhlwand des Dachwerks in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56

Auch bei diesem Dach hat die Querkonstruktion (Kopfband) eine aussteifende Funktion und dient somit für die Übertragung der horizontalen Lasten. Die Kopfbänder sind dabei an Rähm und Stuhlsäulen mittels Zapfen und Holznägeln angeschlossen.

Tabelle 4-16: aufgenommene Querschnittsabmessungen

Bauteil	b/h [cm]	Bauteil	b/h [cm]
Bundtram	20/26	Rähm	16/19
Fußpfette	18/16	Mauerbankriegel	17,5/21
Kopfband	11/13	Stuhlsäule	17,5/18
Kehlbalken	13/15	Sparren	14/15
Mauerbank	18/13	Strebe	13/15,5

Die Querschnittsabmessungen der Bauteile sind in Tabelle 4-16 dargestellt.

4-5.2.2 Achsensystem

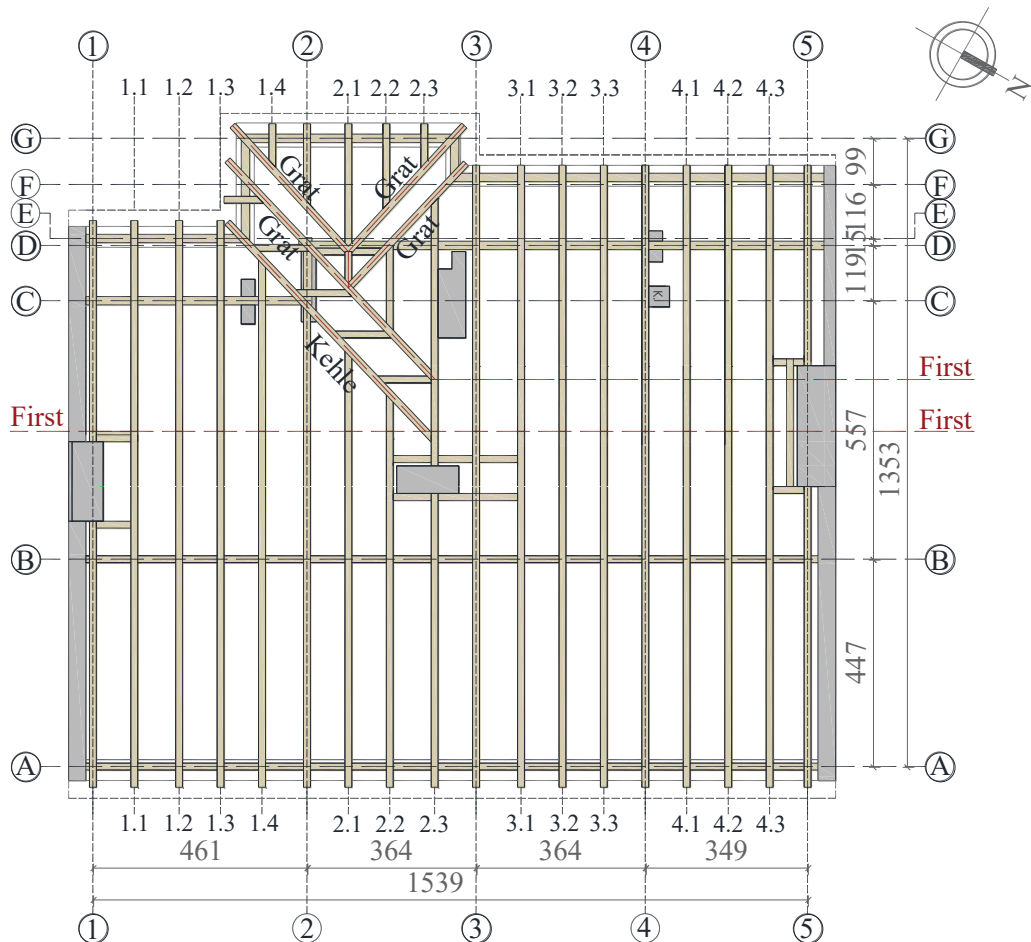


Abbildung 4-71: Sparrengrundriss des Dachwerks in der Conrad-v.-H.-Straße 56

Das Dach besteht aus 5 Vollgespärren und insgesamt 13 Leergespärren, was den 5 quer zum First verlaufenden Achsen (Achse 1-1 bis Achse 5-5) entspricht. Parallel zu dem First gibt es 7 Achsen (Achse A-A bis Achse G-G), die sich aus den Mauerbänken und Pfetten ergeben. Ab dem Sparren Nr. 9 und 27 zur Achse 5-5 verläuft ein abgeflachter First mit zwei parallelen Firstpunkten.

4-5.2.3 Verbindungen

Eine detaillierte Aufnahme der Verbindungen des Dachwerkes wurde im Zuge der Bestandserfassung vorgenommen. Folgende Verbindungen kommen im Dachtragwerk in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56 vor (siehe Tabelle 4-17):

Tabelle 4-17: Verbindungen des Dachwerks in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56

Nr.	Stabverbindungsbezeichnung	Art der vorhandenen Verbindung
1	Mauerbankriegel-Mauerbank	Halbkamm
2	Mauerbankriegel-Sparren	schräger Zapfen
4	Mauerbankriegel-Strebe	schräger Zapfen mit Nagel
5	Stuhlsäule-Bundtram	einfacher Zapfen
6	Stuhlsäule-Mauerbankriegel	einfacher Zapfen mit Eisenverhängung
7	Stuhlsäule-Strebe	Überblattung
8	Stuhlsäule-Rähm	einfacher Zapfen

9	Kehlbalken-Rähm	Halbkamm
11	Kehlbalken-Strebe	Weißschwanz
12	Sparren-Sparren (Firstpunkt)	Scherzapfen
13	Kopfband-Stuhlsäule und Kopfband-Pfette	schräger Zapfen
14	Bundtram-Bundtram	schräges Blatt
15	Mauerbank-Mauerbank	schräges Blatt
17	Sparren-Mauerbank (Leergespärre)	Klaue
18	Kehlbalken-Sparren	Weißschwanz

Folgend sind ausgewählte Verbindungen vorgestellt. Ihre detaillierte, planliche Darstellung befindet sich im ANHANG B

Verbindung 14: schräges Blatt

Die Längsverbindung des Bundtrams wurde als „schräges Blatt“, gesichert mit einer Eisenverhängung, ausgeführt. Mit der Verwendung dieses Verbindungsmittels wurde sichergestellt, dass neben der Funktion der Lagesicherung, Zugkräfte und Momente übertragen werden können. Außerdem wurde ein Holznagel verwendet, wie in Abbildung 4-72 zu sehen ist.

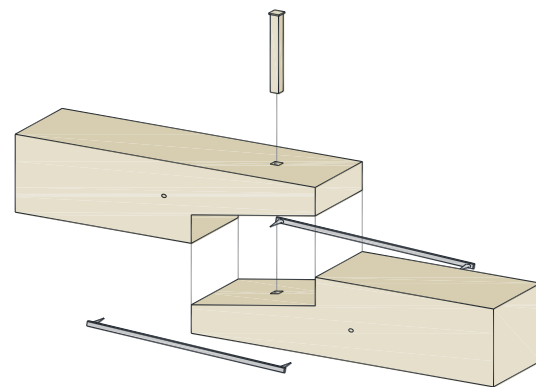


Abbildung 4-72: *Beispiel des „schrägen Blattes“; links: Foto der Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung*

Verbindung 17: Klaue

Die Verbindungen der Mauerbänke und der Sparren sind in Leergespärre als Aufklauung ausgeführt (siehe Abbildung 4-73). Dadurch ist der Sparren auf die Mauerbank befestigt. Für die Lagesicherung wurde dabei ein eiserner Nagel verwendet.

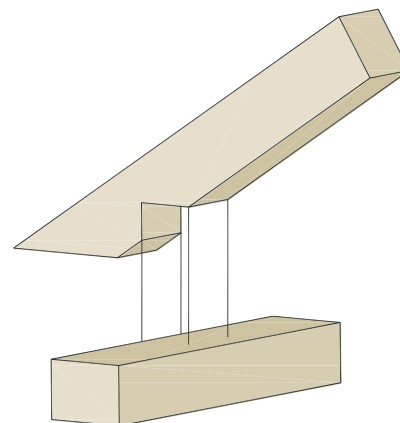


Abbildung 4-73: *Beispiel einer Aufklauung; links: Foto der Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung*

Verbindung 18: Weißschwanz

In Abbildung 4-74 ist der Knotenpunkt Sparren-Kehlbalken-Rähm dargestellt. Die Verbindung des Sparrens und Kehlbalkens ist als eine Weißschwanzverbindung gelöst, die mit einem Holzstift lagegesichert ist. Der Kehlbalken wird mittels einer Verkämmung von dem Rähm unterstützt.

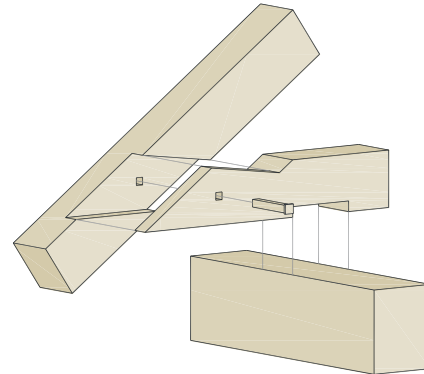


Abbildung 4-74: *Beispiel einer Weißschwanz- und Vollkamm-Verbindung; links: Foto der Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung*

4-5.3 VORGEFUNDENE SCHÄDEN

4-5.3.1 Fäulnisschäden Mauerbank

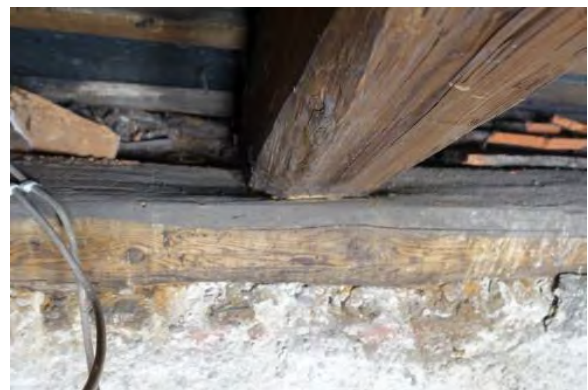


Abbildung 4-75: *Insektenbefall und Fäulnisschäden bei der Mauerbank*

Aufgrund der undichten Dachdeckung im Bereich der Mauerbank ist es zu Feuchteschäden sowie zu einem Insektenbefall des Holzes über einer Länge von 9,00 Meter gekommen (Abbildung 4-75). Hinten der Mauerbank befinden sich große Mengen an Bauschutt, der als Feuchtespeicher wirkt und somit zu Feuchteschäden beigetragen hat. Auf der Abbildung 4-75 sind die für den Hausbock typische Ausflugslöcher und die daraus resultierende Schwächung des Holzquerschnitts zu sehen.

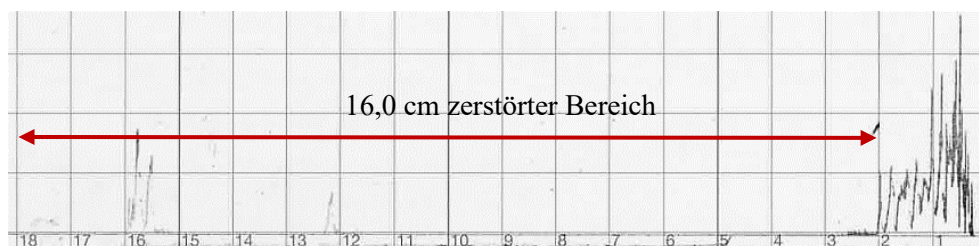


Abbildung 4-76: *Bohrwiderstandsmessungen an der Mauerbank*

Auf der Mauerbank wurden an mehreren Stellen Bohrwiderstands- und Feuchtemessungen durchgeführt, um das Ausmaß der Schäden festzustellen. Die Bohrwiderstandsmessung neben der Achse 5-5 zeigte eine

erhebliche Zerstörung des Querschnitts (siehe Abbildung 4-76), die Feuchtemessung lieferte jedoch mit $u = 11,8 \%$ einen unauffälligen Wert.

4-5.3.2 Fäulnisschäden Bundtram

Weniger intensive Fäulnisschäden sind in einem begrenzten Bereich des Bundtrams zu sehen (siehe Abbildung 4-77). Die Feuchte wurde mit $u = 12,4 \%$ festgestellt, die Bohrwiderstandsmessungen sind in Abbildung 4-84 ersichtlich.



Abbildung 4-77: Fäulnisschäden bei dem Bundtram

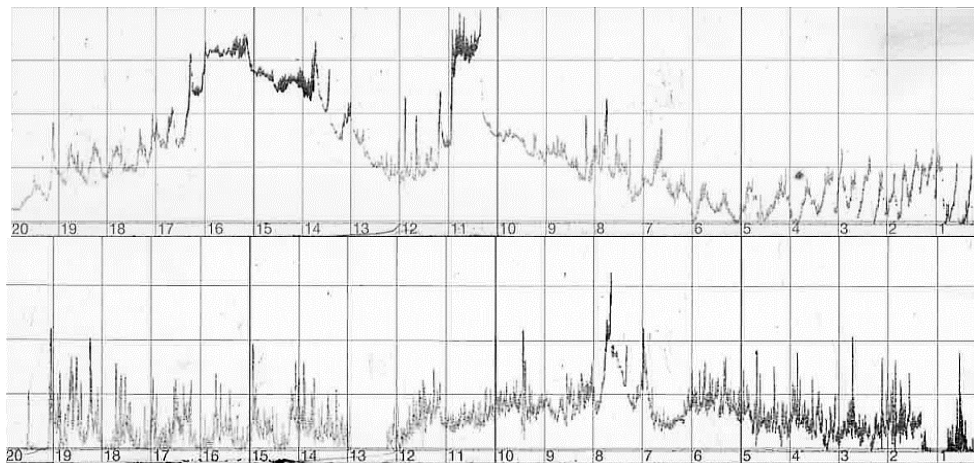


Abbildung 4-78: Bohrwiderstandsmessungen Bundtram; oben: obere Seite des Bundtrams; unten; untere Seite des Bundtrams

Aus den Bohrwiderstandsmessungen ist keine Querschnittszerstörung zu erkennen.

4-5.3.3 Verdrehung des Kehl balkens

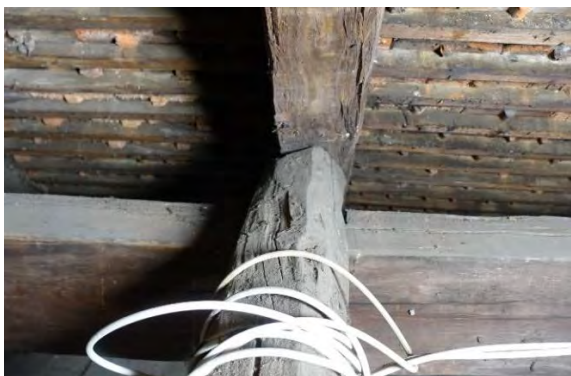


Abbildung 4-79: Verdrehung des Kehl balkens

Zwischen den Achsen 1-1 und 2-2 ist eine große Verdrehung des Kehlbalkens erkennbar.

4-5.3.4 Verschmutzte Bauteile

Das gesamte Dachwerk und insbesondere die Fußpunkte sind stark verschmutzt, was zu der Verschlechterungstendenz der Holzbauteile beiträgt. Es liegt eine größere Wahrscheinlichkeit für weitere Schäden vor, da die Feuchte nur langsam austrocknen kann.



Abbildung 4-80: Verschmutzung der Fußpunkte des Dachwerks

4-5.4 ZUSTANDSBEURTEILUNG

Die Zustandsbeurteilung wird nach dem Beurteilungsschema von Meisel [63] durchgeführt.

Tabelle 4-18: Zustandsbeurteilung Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56

Schadensfolgeklasse	
1,0	Bauwerk befindet sich an einer stark frequentierten Straße
Tragsicherheit	
0	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0	Umbauten und Instandsetzungen: nicht vorhanden oder sichtbar
0,5	Holzzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall): vorhanden
0	Verbindungs- und/oder Stabversagen: nicht vorhanden
0	konstruktive Mängel: nicht vorhanden oder sichtbar
0,5	große Verformungen und/oder Klaffungen: große Verdrehung des Kehlbalkens
0,5	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung des gesamten Dachwerks
In-Situ-Probebelastungen	
0	keine In-Situ-Probebelastungen
weitere Kriterien und Erfahrung des Gutachters	
0	keine
2,5	Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre vor.

4-5.5 ZUSAMMENFASSUNG UND INSTANDSETZUNGSMÄßNAHMEN

Zur Instandsetzung der Mauerbank wird empfohlen, die bestehende Konstruktion anzuheben und den beschädigten Abschnitt des Bauteils herauszuschneiden. Weiters soll eine neue geometrisch passende Mauerbank eingebracht und mit dem bestehenden Balken mittels vertikaler schräger Überblattung (siehe Abbildung 4-81) verbunden werden. Der Verbund der Überblattungen wird durch die Anordnung von Passbolzen, versehen mit Kontermuttern, geschaffen [95].

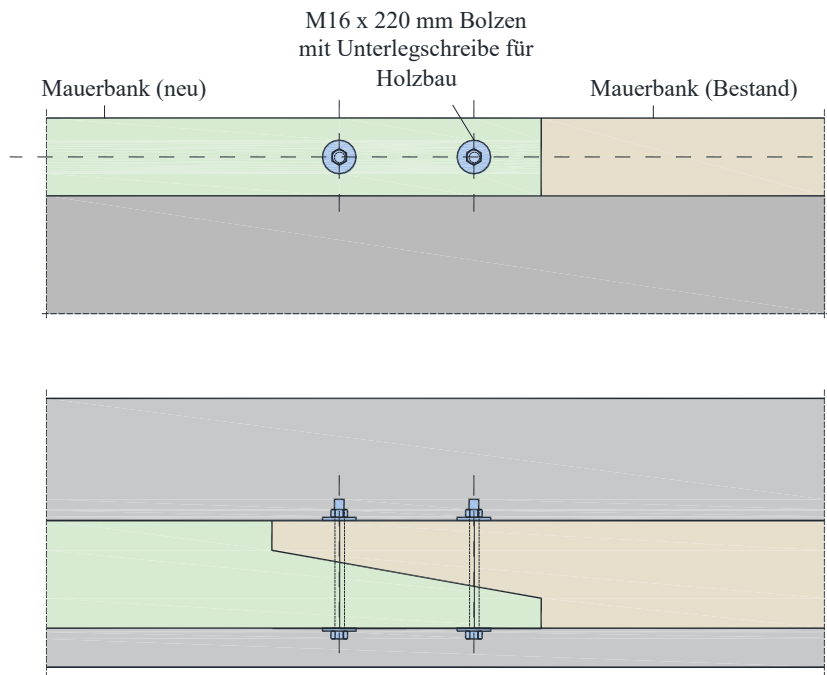


Abbildung 4-81: Instandsetzung der beschädigten Mauerbank, nach Ortner [95]

4-6 AUFNAHME 5: BERGMANNNGASSE 19



Abbildung 4-82: Ansicht auf das Gebäude „Bergmannngasse 19“

4-6.1 GESCHICHTE UND ECKDATEN

Dieses dreigeschossige, späthistoristische Zinshaus mit hofseitigem Dachstock wurde 1896-97 von Stadtmaurermeister Johann Baltl errichtet, die Fassade wurde von Architekt Leopold Theyer entworfen.

Im Buch „Österreichische Kunsttopographie Graz“ wurde das Gebäude wie folgt beschrieben:

Dreigeschossiges Miethaus mit Souterraingeschoss, späthistorische Klinkerfassade. 1896-97 nach Plänen von Leopold Theyer und Johann Baltl (Zimmerarbeiten: Josef Schulz und Johann Köllisch) für den Konditor Carl Stuchlik erb. Seitenrisalite mit gequadrerten Pilastern, Rundbogenfenster, sparsamer Dekor, unter dem Kranzgesims Fries mit Grottesken und Rundluken, mittig Rundbogenportal mit Marmorrahmung und dekorierten Holztürflügeln mit Gitter-Glas-Einsätzen. Im Vestibül Putzrahmengliederung, Fliesenboden, Schwingtür mit Ätztglas, zweiläufig-gegensinnige Treppe mit Schmiedeeisengeländer (Anlauf mit Eisenkandelaber).

*Pläne. StAG: Leopold Theyer 1896 (Fassade); Johann Baltl, Josef Schulz u. Johann Köllsch
Quellen. StAG: BB 1865, Benützungsbew. 1865 (Gasthaus im Erdgeschoss) u. Ansuchen um EK 1866.*

Das 22,0 Meter lange und 16,0 Meter breite Gebäude ist zwischen zwei Objekten entlang der Bergmannngasse situiert. Auch bei diesem Objekt ist die typische Raumanordnung zu sehen: straßenseitige größere Zimmer und kleine, „untergeordnete“ hoforientierte Räume, getrennt mit einem langen Gang. Auf den alten Grundrissen aus dem Stadtarchiv [27] sind massive Kellerwände mit einer Stärke von maximal 0,90 m ersichtlich, die wiederum auf massiven Streifenfundamenten (0,75 - 1,00 Meter Stärke) errichtet sind.

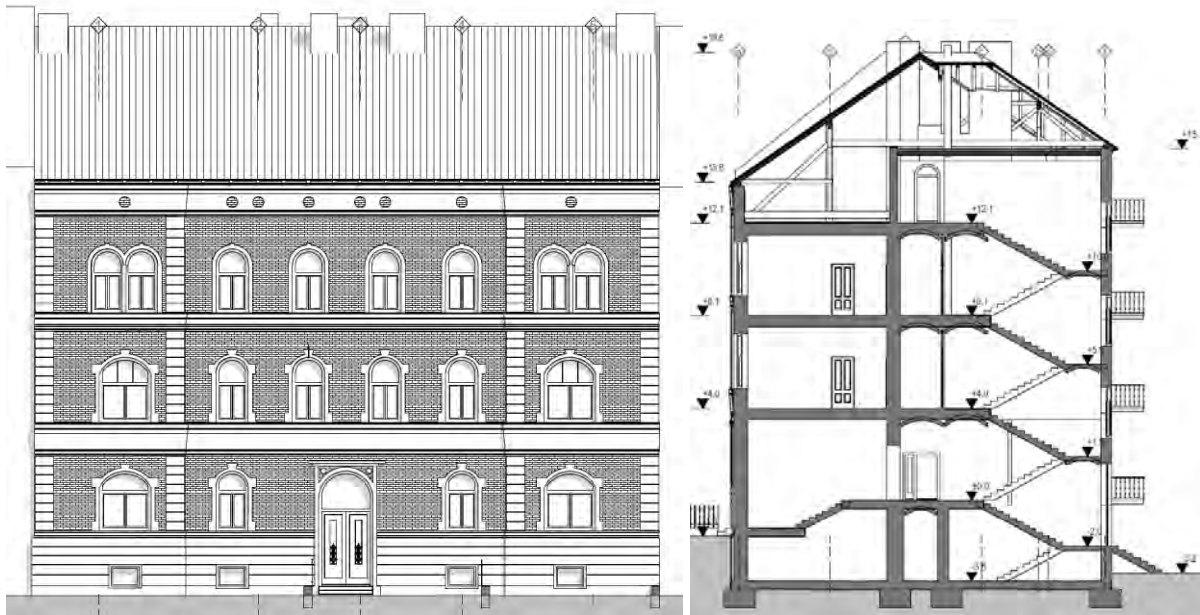


Abbildung 4-83: Ansicht und Schnitt des Gebäudes in der Bergmannngasse 19 [104]

Eine Verringerung der Wanddicke pro Geschoss um jeweils 15,0 cm ist auch bei diesem Objekt vorhanden. Die tragenden Wände erreichen somit im Dachgeschoss eine Dicke von entweder 0,45 oder 0,30 Meter. Das Dachgeschoss ist vom 2. Obergeschoss durch eine Dippelbaumdecke getrennt. Im Kellergeschoss ist eine maximale Höhe von 3,15 Meter vorhanden. Das Erdgeschoss hat eine Raumhöhe von 3,50 und die weiteren zwei Geschosse 3,55 Meter. Das Gebäude ist, vom Straßenniveau gemessen, 23,0 Meter hoch.

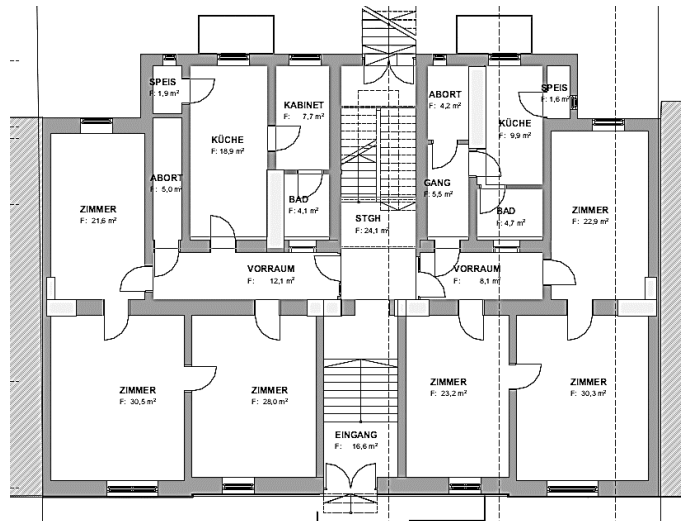


Abbildung 4-84: Grundriss des Dachgeschosses des Gebäudes in der Bergmannngasse 19 [104]

Die Wanddicken des Gebäudes sind in Tabelle 4-19 gegeben.

Tabelle 4-19: Wanddicken des Objektes in der Bergmannngasse 19

	Einheit	Keller- geschoss	Erd- geschoss	1. Ober- geschoss	2. Ober- geschoss
Außenwand hofseitig	[cm]	75,0	45,0/60,0	45,0/60,0	45,0
Außenwand straßenseitig	[cm]	75,0	60,0	60,0	45,0
Giebelwände	[cm]	45,0/60,0	30,0/45,0	30,0/45,0	30,0
Innenwand	[cm]	75,0	60,0	60,0	60,0

4-6.2 DACHWERK

Die Abbildung 4-85 zeigt die Tragwerksisometrie des Dachwerkes in der Bergmannngasse 19. Das Gebäude wurde hofseitig (westlich) ausgebaut, das Tragwerk somit mit einem Walmbereich daran angepasst und asymmetrisch ausgeführt.

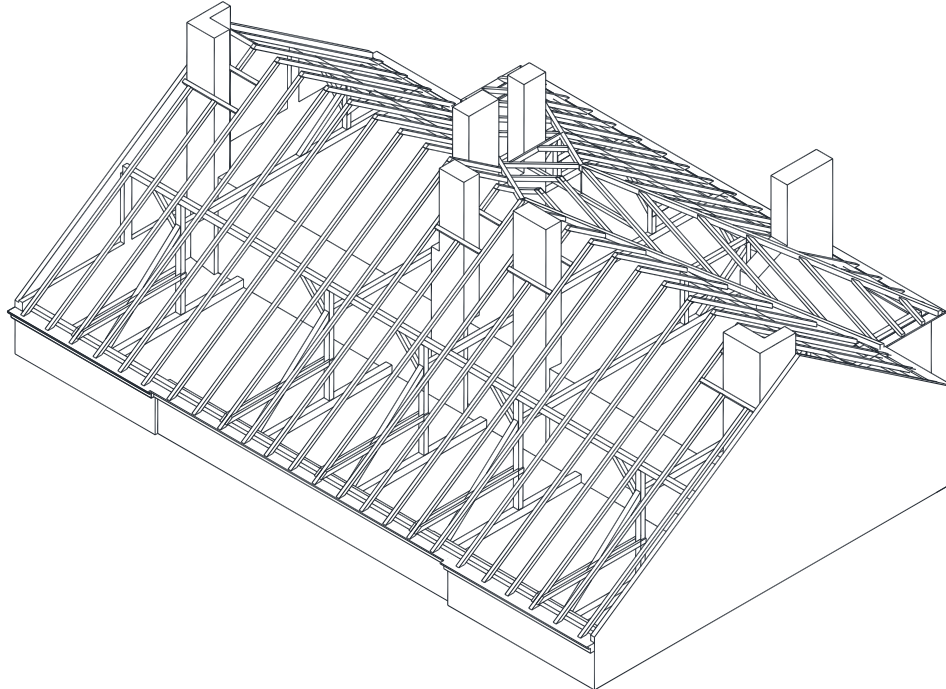


Abbildung 4-85: 3D-Modell des Dachwerkes in der Bergmannngasse 19 [105]

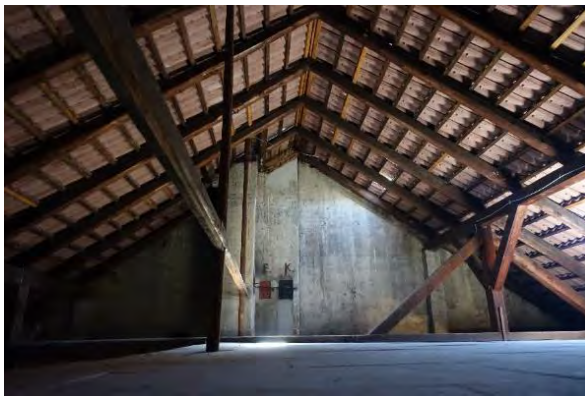


Abbildung 4-86: Innenansicht des Dachwerkes in der Bergmannngasse 19 [105]

4-6.2.1 Tragstruktur

Das Dach wurde am Ende des 19. Jahrhunderts errichtet und somit im Gegensatz zu den anderen betrachteten Objekten als Pfettendach ausgeführt. Zwischen Achse 1-1 und Achse 5-5 (siehe Abbildung 4-89) in Richtung Innenhof macht die Mauerbank einen Sprung nach außen, was in einem herausragenden Walmbereich resultiert. Der hofseitige Bereich hat zu einer Asymmetrie beigetragen, die sich durch zwei unterschiedliche Bereiche der Tragstruktur auszeichnet. Der straßenseitige Bereich des Dachwerkes ist als Hälfte eines doppelten Hängewerkes ausgebildet.

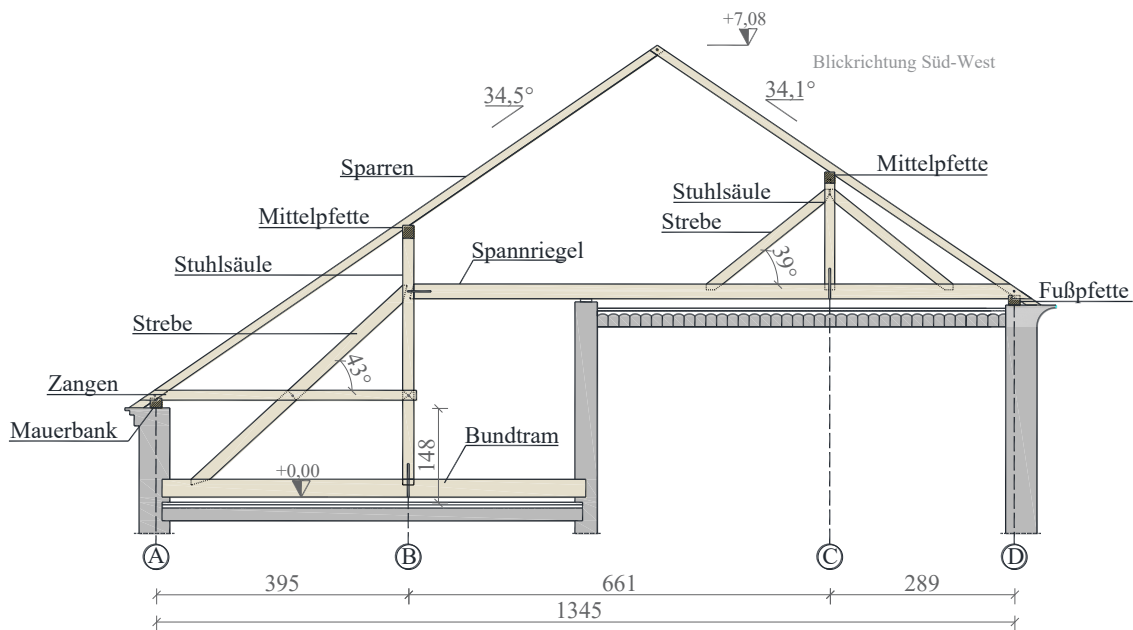


Abbildung 4-87: Vollgespärre des Dachwerks in der Bergmannsgasse 19

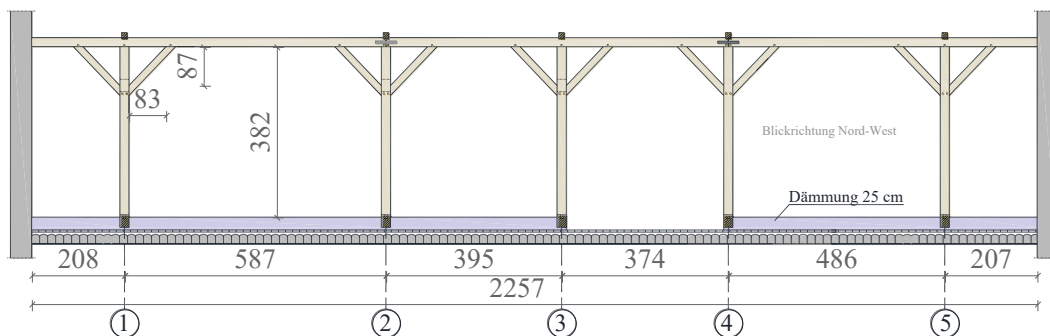


Abbildung 4-88: Stuhlwand des Dachwerks in der Bergmannsgasse 19

Die andere Hälfte besteht aus der Fortsetzung des Spannriegels, der auf der Wohnungstrennmauer sowie auf der Außenwand aufliegt und der wie ein Biegeträger beansprucht wird. Die Dachfläche ist straßenseitig größer und bekommt dadurch mehr Last. Bedingt durch diese asymmetrische Ausführung kommt es in Richtung Innenhof zu Verformungen der Tragkonstruktion.

Sowie bei den bereits dargestellten Dachstühlen werden die horizontalen Lasten durch eine Querkonstruktion geleitet, die in Abbildung 4-88 zu sehen ist. Im Gegensatz zu den anderen Dachwerken, sind die Stuhlsäulen nicht über eine Schwelle verbunden. Die Bauteilabmessungen befinden sich in Tabelle 4-20.

Tabelle 4-20: aufgenommene Querschnittsabmessungen

Bauteil	b/h [cm]	Bauteil	b/h [cm]
Bundtram	23/28	Mittelpfette	17,5/20,5
Fußpfette	18/15	Zangen	2 x 8/16
Kopfband	13/15,5	Stuhlsäule	17,5/20,5
Spannriegel	17/23	Sparren	13/13
Mauerbank	18/15	Strebe	17,5/20,5

4-6.2.2 Achsensystem

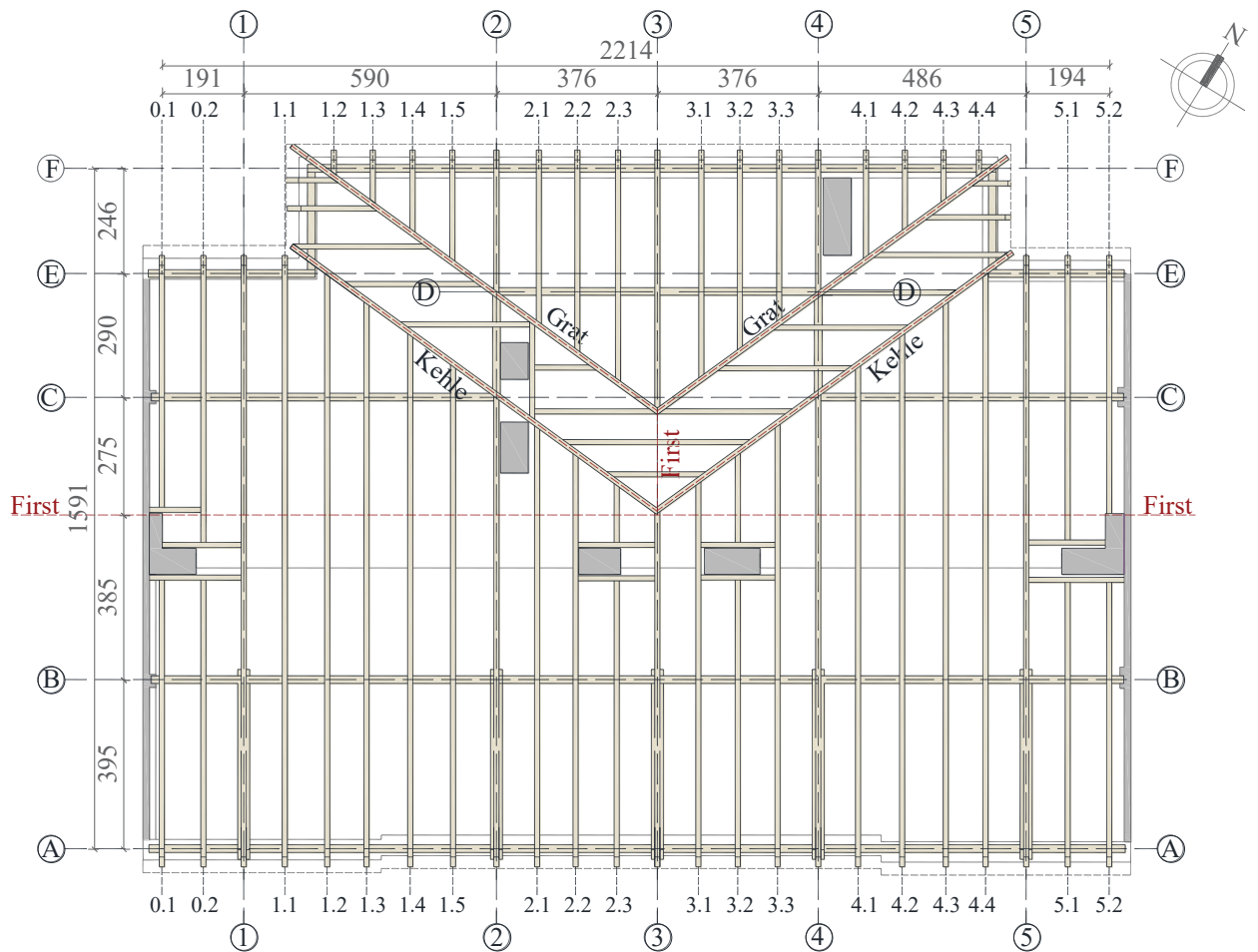


Abbildung 4-89: Sparrengrundriss des Dachwerks in der Bergmannsgasse 19

Bei dem Dachwerk „Bergmannsgasse 19“ sind 5 Hauptachsen (Achse 1-1 bis Achse 5-5) vorhanden. Zwischen den Giebelwänden und Achse 1-1 und Achse 5-5 befinden sich jeweils zwei Leergespärre. Insgesamt gibt es 19 Leergespärre.

4-6.2.3 Verbindungen

Die Verbindungen des Dachwerkes in der Bergmannsgasse 19 wurden im Rahmen der Bestandserfassung aufgenommen. Sie sind in der Tabelle 4-21 zu finden:

Tabelle 4-21: Verbindungen des Dachwerks in der Bergmannsgasse 19

Nr.	Stabverbindungsbezeichnung	Art der vorhandenen Verbindung
1	Mauerbank-Zangen	Vollkamm
2	Zangen-Sparren	Sicherung mit Bolzen
3	Zangen-Strebe	Schräger Halbamm
4	Strebe-Bundtram	Schräger Zapfen
5	Stuhlsäule-Bundtram	Einfacher Zapfen mit Eisenverhängung
6	Stuhlsäule-Zangen	Kreuzkamm
7	Strebe-Stuhlsäule	Schräger Zapfen
8	Spannriegel-Stuhlsäule	Schräger Zapfen mit Eisenklammer
9	Mittelpfette-Stuhlsäule	Einfacher Zapfen
10	Sparren-Mittelpfette	Klauen
11	Sparren-Sparren (Firstpunkt)	Scherzapfen
12	Mittelpfette-Stuhlsäule	Hakenförmiges Eckblatt

13	Stuhlsäule-Spannriegel	Einfacher Zapfen
14	Strebe-Spannriegel	Schräger Zapfen
15	Stuhlsäule-Spannriegel	Einfacher Zapfen mit Eisenverhängung
16	Spannriegel-Fußpfette	Halbkamm
17	Mittelpfette-Mittelpfette	Stoß mit Eisenklammer
18	Kopfband-Stuhlsäule	Schräger Zapfen mit Holznagel

Im Folgenden sind ausgewählte Verbindungen vorgestellt. Ihre detaillierte Darstellung befindet sich im ANHANG B

Verbindung 1: Vollkamm

Die zweiteilige Zange liegt auf der Mauerbank und ist mittels eines Vollkamms mit ihr verbunden, was in Abbildung 4-90 gesehen werden kann. Sie sind weiters mit dem dazwischenliegenden Sparren mit einem Bolzen lagegesichert. Dabei ist die Verbindung des Sparrens und der Mauerbank als Aufklauung gelöst.

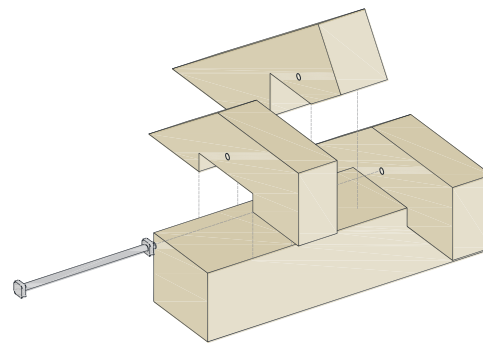


Abbildung 4-90: Beispiel einer Vollkammverbindung bei dem Dachwerk in der Bergmannngasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung

Verbindung 3: schräger Halbkamm

In Abbildung 4-91 ist die Verbindung zwischen Zangen und Strebe dargestellt. Sie ist als ein schräger Halbkamm mit jeweils gleich tiefen Einschnitten an der Strebe und den Zangen ausgeführt. In Kombination mit dem Bolzen wird die Verdrehsteifigkeit der Verbindung erhöht.

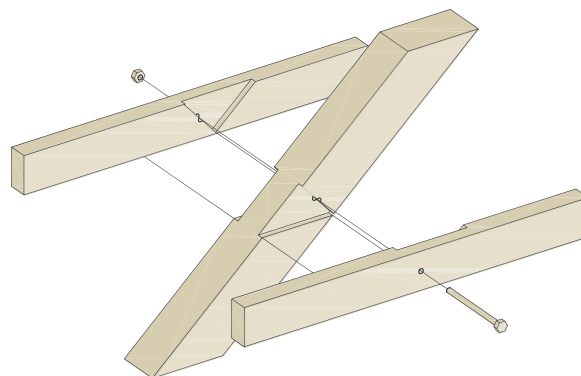


Abbildung 4-91: Beispiel eines schrägen Halbkamms bei dem Dachwerk in der Bergmannngasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung

Verbindung 5: einfacher Zapfen mit Eisenverhängung

Die Verbindung der Stuhlsäule und des Bundtrams ist als einfacher Zapfen, gesichert mit einer Eisenverhängung, ausgeführt (siehe Abbildung 4-92). Der Bundtram funktioniert wie ein Zugband und

übernimmt überwiegend Zugkräfte, weshalb diese Verbindung als eine Zugverbindung gelöst ist. Die eisernen Verbindungsmittel dienen dabei der Zugkraftübertragung.

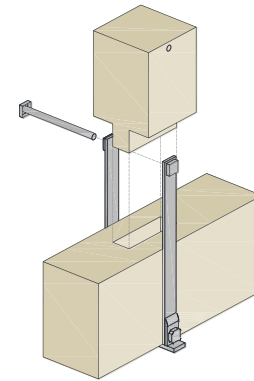


Abbildung 4-92: Beispiel des einfachen Zapfens mit Eisenverhängung bei dem Dachwerk in der Bergmannsgasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung

Verbindung 12: hakenförmiges Eckblatt

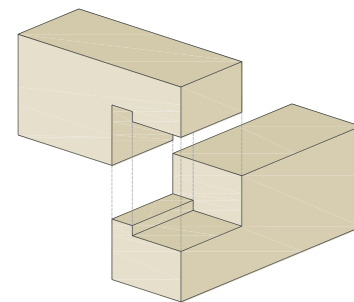


Abbildung 4-93: Beispiel eines hakenförmigen Eckblattes bei dem Dachwerk in der Bergmannsgasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung

Im hofseitigen ausgebauten Bereich des Dachs ändert die Mittelpfette ihre Richtung. Die Eckverbindung an der Stelle der Richtungsänderung wurde dabei als ein gehaktes Blatt ausgeführt, wie in Abbildung 4-93 dargestellt ist.

Verbindung 7 und 15: schräger Zapfen mit Eisenverhängung

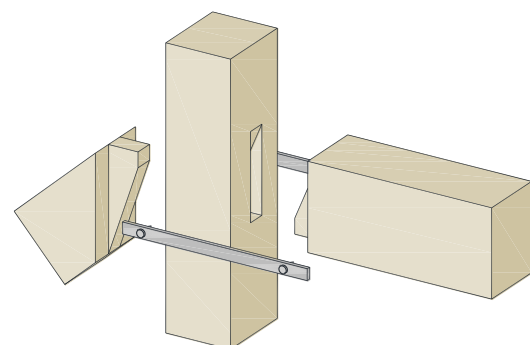


Abbildung 4-94: Beispiel des schrägen Zapfens bei dem Dachwerk in der Bergmannsgasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung

In Abbildung 4-94 ist der Knotenpunkt Strebe-Stuhlsäule-Spannriegel dargestellt. Hierbei befindet sich auf beiden Seiten der Stuhlsäule ein schräger Zapfen. Die drei Bauteile sind an dieser Stelle mit einer Eisenklammer verbunden.

4-6.3 VORGEFUNDENE SCHÄDEN

4-6.3.1 Lageverschobene Strebe

Wie in Abschnitt 4-6.2.1 erwähnt, bekommt die Straßenseite der Dachkonstruktion mehr Last und erfährt dadurch mehr Verformung. Auf dieser Seite ist es zu Klaffungen der Zapfenverbindung der Strebe in einer Größenordnung von 2-3 cm gekommen (siehe Abbildung 4-95).



Abbildung 4-95: Lageverschobene Strebe; links: Achse 1-1; rechts: Achse 3-3 [105]

4-6.3.2 Lageverschiebung und Fäulnisschaden Sparren

Bei den Sparren im Bereich der Klaue konnte ebenfalls eine Lageverschiebung festgestellt werden. In Abbildung 4-96 ist ein geringfügiger Fäulnisschaden am Sparren Nr. 5.2 an der Hofseite in Traufennähe abgebildet, die Feuchtigkeitsmessung lieferte jedoch mit $u = 10,8 \%$ einen unauffälligen Wert.



Abbildung 4-96: links: lageverschobener Sparren; rechts: Schaden am Sparren im Traufenbereich [105]

In Abbildung 4-97 ist ein geringfügiger Fäulnisschaden an Sparren der Achse 1-1 an der Hofseite dargestellt. Mit Bohrwiderstandsmessungen, durchgeführt in vertikaler und horizontaler Richtung (siehe Abbildung 4-98), wurde bestätigt, dass der Schaden nur oberflächlich auftritt und dass der Querschnitt somit unbeschädigt ist. Die Feuchtemessung von $u = 8,2 \%$ lieferte weiters keinen auffälligen Wert.



Abbildung 4-97: Sparren mit geringfügigem Fäulnissschaden [105]

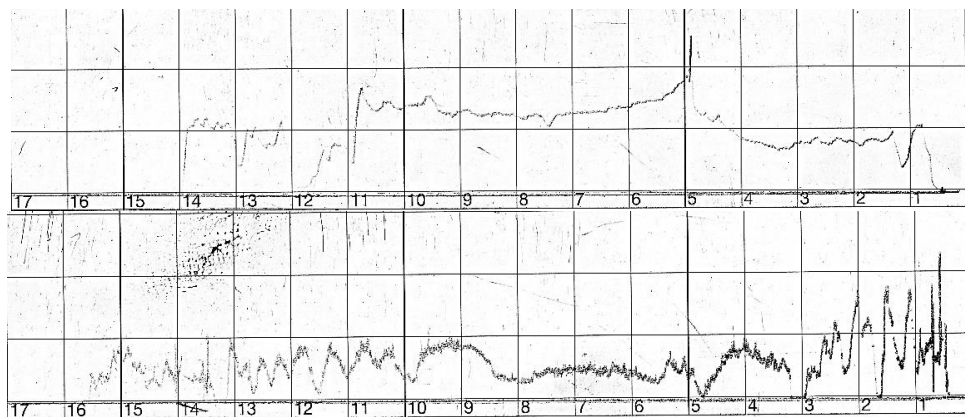


Abbildung 4-98: Bohrwiderstandsmessung im Sparren; oben: horizontal; unten: vertikal [105]

4-6.3.3 Mauerpfette

Ein inaktiver Hausbockbefall konnte zwischen Sparren Nr. 1.1-1.4 an der Fußpfette gesehen werden (Abbildung 4-99). Die Feuchtemessung war jedoch mit $u = 12,3 \%$ nicht bemerkenswert.



Abbildung 4-99: Hausbockbefall an der Fußpfette [105]

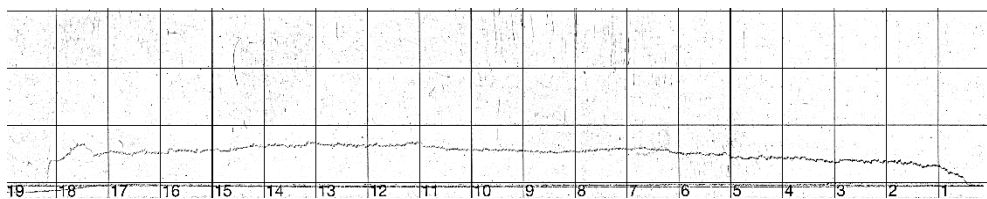


Abbildung 4-100: Bohrwiderstandsmessung an der Fußpfette mit Verdacht auf Insektenbefall [105]

Die Abbildung 4-100 zeigt die Bohrwiderstandsmessung an der erwähnten Stelle. Eine Querschnittszerstörung kann somit ausgeschlossen werden.

4-6.3.4 Auflager Giebelwand Mittelpfette

Die Mittelpfette weist im Bereich der Auflagerkonsole an der südlichen Giebelwand Verfärbungen auf, die auf einen Fäulnissschaden hindeuten könnten. Die Feuchtemessung ergab jedoch mit $u = 11,0 \%$ keinen auffälligen Wert.



Abbildung 4-101: Mittelpfette Schaden am Auflager zur Giebelwand [105]

Bei der Bohrwiderstandsmessung sind zwei „Lücken“ bei 2,00 cm und 14,0 cm Tiefe zu sehen, diese müssen aber nicht auf Fäulnissschaden zurückgeführt werden, da sie auch ein Riss sein könnten (Abbildung 4-102).

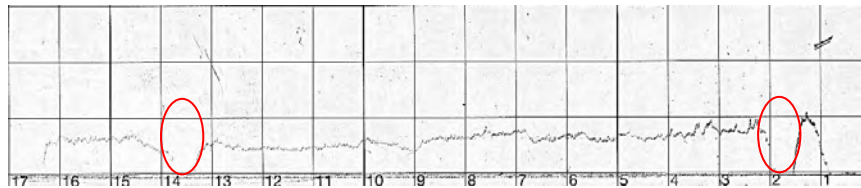


Abbildung 4-102: Bohrwiderstandsmessung an der Mittelpfette beim Auflager zur Giebelwand [105]

4-6.4 ZUSTANDSBEURTEILUNG

Die Zustandsbeurteilung wird nach dem Beurteilungsschema von Meisel [63] durchgeführt.

Tabelle 4-22: Zustandsbeurteilung Bergmannsgasse 19

Schadensfolgeklasse	
0	für gewöhnliche Bauten
Tragsicherheit	
0	Grad der statischen Unbestimmtheit: hoch
0	Umbauten und Instandsetzungen: nicht vorhanden oder sichtbar
0	Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall): nicht vorhanden oder sichtbar
0	Verbindungs- und/oder Stabversagen: nicht vorhanden
0	konstruktive Mängel: nicht vorhanden oder sichtbar
0,5	große Verformungen und/oder Klaffungen: Klaffungen der Strebe
0,5	Verschlechterungstendenz: starke Verschmutzung des gesamten Dachwerks
In-Situ-Probebelastungen	
0	keine In-Situ-Probebelastungen
weitere Kriterien und Erfahrung des Gutachters	
0	keine
1,0	Summe

Es liegt kein Handlungsbedarf vor.

4-6.5 ZUSAMMENFASSUNG UND INSTANDSETZUNGSMÄßNAHMEN

Im Zuge der Schadensaufnahme und -analyse des Dachwerks der Bergmannsgasse 19 konnten keine signifikanten Schäden festgestellt werden. Alle Feuchtemessungen ergaben unauffällige Werte. Auch die Bohrwidstandsmessungen führten bis auf wenige, etwas größere Fäulnisstellen in den Querschnitten zu einem zufriedenstellenden Ergebnis hinsichtlich der Schadensbeurteilung.

4-7 GEGENÜBERSTELLUNG DER AUFGENOMMENEN OBJEKTE

Im Folgenden werden die erfassten Konstruktionen hinsichtlich ihrer allgemeinen geometrischen Daten, konstruktiven Merkmalen, Dachwerk, Verbindungen, Schäden und Zustand gegenübergestellt. Die Dachwerke werden wie folgt bezeichnet:

- #1 ...Laimburggasse 19
- #2 ...Leonhardstraße 6
- #3 ...Humboldtstraße 10
- #4 ...Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56
- #5 ...Bergmannsgasse 19

In Tabelle 4-23 sind allgemeine Gebäudedaten aufgelistet. Eine ausführliche Beschreibung der fünf Objekte kann in Abschnitt 3-2.1 eingesehen werden.

Tabelle 4-23: Vergleich der Gebäudedaten

	#1	#2	#3	#4	#5
Baujahr	1863-64	1865	1887-88	1891-92	1896-97
Grundrissform	Typ 1A: einfaches Rechteck	Typ 3: Eckgebäude	Typ 2: Rechteck mit Risalit		
Grundrissabmessung a x b [m]	25,9 x 14,6	24,2 x 14,9	19,7 x 15,6	16,5 x 14,1	22,0 x 16,0
Lage Stiegenhaus	zentral & zum Innenhof orientiert				
Gebäudehöhe [m]	14,0	18,8	19,0	19,0	23,0
Stockwerk- anzahl	2	3	3	3	3
Decke im Dachgeschoss	Doppelbaumdecke				
Decke in Zwischen- geschossen	Tramdecke				
Decke im Keller- geschoss	Gewölbedecke				

Die Tabelle 4-24 gibt eine Gegenüberstellung der relevanten Dachmerkmale an.

Tabelle 4-24: Vergleich der Dachmerkmale

	#1	#2	#3	#4	#5
statisches System	„Grazer Dachstuhl“				Pfettendach „Hängewerk“
Dachneigung straßenseitig [°]	35,0	35,0	35,0	36,5	34,5
Dachneigung hofseitig [°]	35,0	35,0	35,0	35,0	34,1
Dachhöhe¹⁾ [m]	5,96	6,36	5,65	6,38	7,08
Kniestockhöhe [cm]	72,0	114	97,0	73,0	148

¹⁾ ...gemessen von der Unterkante des Bundtrams bzw. Schwelle

In Tabelle 4-25 sind die vorkommenden Verbindungen von den vier typischen Dachwerken („Grazer Dachstühlen“) zusammengefasst. Da es sich bei dem Dachwerk in der Bergmannsgasse 19 um ein anderes statisches System handelt, sind bei ihm komplett andere Verbindungsarten zu finden. Eine Auflistung der Verbindungen der Dachkonstruktion #5 (Bergmannsgasse 19) befindet sich in Tabelle 4-21.

Tabelle 4-25: Zusammenfassung der Dachverbindungen „Grazer Dachstühle“

	Bauteile	Verbindung	#1	#2	#3	#4
1	Mauerbankriegel- Mauerbank	Halbkamm	•	•	•	
2	Mauerbankriegel- Sparren	schräger Zapfen	•	•	•	•
3	Mauerbankriegel (Stichbalken)- Wechselbalken	einfacher Zapfen	•	•		
4	Mauerbankriegel- Strebe	schräger Zapfen mit Nagel	•	•	•	•
5	Stuhlsäule- Bundtram	einfacher Zapfen	•	•	•	•
6	Stuhlsäule- Mauerbankriegel	einfacher Zapfen mit Eisen- verhängung	•	•	•	•
7	Stuhlsäule-Strebe	Überblattung	•	•	•	•
8	Stuhlsäule-Rähm	einfacher Zapfen	•	•	•	•
9	Kehlbalken- Rähm	Halbkamm	•	•		

10	Kehlbalken-Sparren	schräger Zapfen mit Nagel	•	•		•
11	Kehlbalken-Strebe	Weißschwanz	•	•	•	•
12	Sparren-Sparren	Scherzapfen	•	•		•
13	Kopfband-Stuhlsäule und Kopfband-Pfette	schräger Zapfen mit Nagel	•	•	•	•
14	Bundtram-Bundtram	schräges Blatt	•	•	•	•
15	Mauerbank-Mauerbank	schräges Blatt	•	•	•	•
16	Bundtram-Bundtram (Eckverbindung)	einfacher Zapfen mit Eisenklammer		•		
17	Sparren-Mauerbank (Leergespärre)	Klaue			•	•
18	Kehlbalken-Sparren	Weißschwanz			•	•

Eine Zusammenfassung der vorgefundenen Schäden befindet sich in Tabelle 4-26. Wie in der Tabelle zu sehen ist, waren am häufigsten geringfügige Fäulnisschäden sowie Insektenbefall zu finden. Alle Dachwerke weisen hohe Grade der Verschmutzung auf. Insgesamt konnten bei zwei Dachwerken Verdrehungen des Kehlbalkens, eine Querschnittschwächung durch herausgeschnittene Teile sowie klaffende Weißschwanzverbindungen gesehen werden.

Tabelle 4-26: Zusammenfassung der vorgefundenen Schäden

	#1	#2	#3	#4	#5
Bauteil - Einmauerung	•				
freigelegte Dippelbaumdecke	•				
Querschnittschwächung durch herausgeschnittene Teile	•	•			
klaffende Weißschwanzverbindungen	•		•		
klaffende Überblattung	•				
klaffende Zapfenverbindung		•			

Lageverschiebung der Bauteile					•
Verdrehung des Kehlbalkens			•	•	
entfernte Bauteile	•				
geringfügige Fäulnisschaden		•	•	•	•
erhebliche Fäulnisschaden				•	
geringfügiger Insektenbefall		•		•	•
erheblicher Insektenbefall				•	
Verschmutzung	•	•	•	•	•

In Tabelle 4-27 sind die ermittelten Noten nach dem Beurteilungsschema von Meisel [63] sowie vorgesehene Instandsetzungsmaßnahmen für die jeweiligen Dachwerke zusammengefasst.

Tabelle 4-27: Vergleich der Zustandsbeurteilung nach [63] und Instandsetzungsmaßnahmen

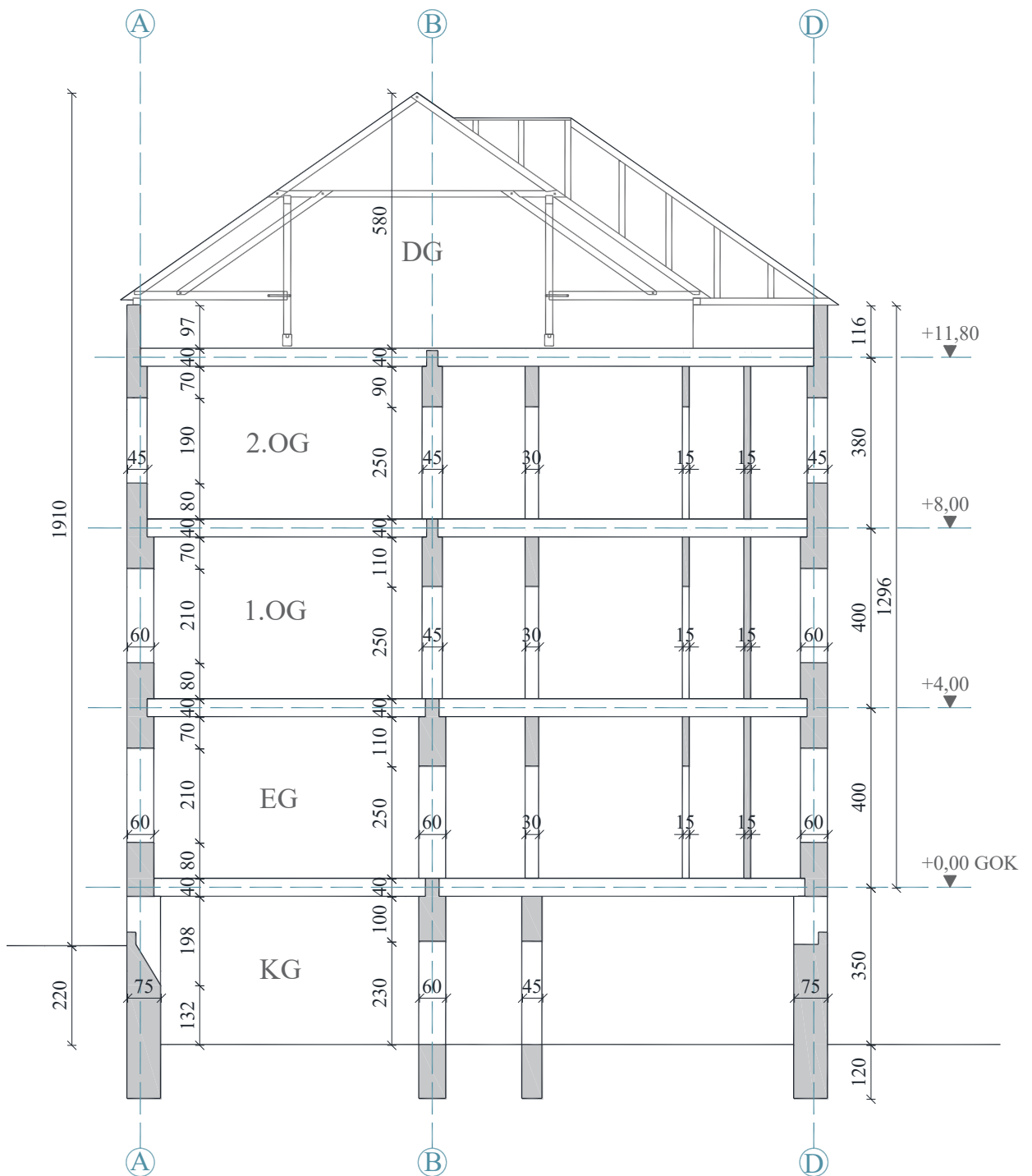
	#1	#2	#3	#4	#5
Note nach Beurteilungsschema von Meisel [63]	1,5	1,0	1,5	2,5	1,0
Instandsetzungsmaßnahme	Lage-sicherung mit Bolzen	-	-	Austausch Mauerbank	-

KAPITEL 5: LASTAUFSTELLUNG FÜR EIN GRÜNDERZEITGEBÄUDE

Im Folgenden werden die auf ein Gründerzeitgebäude einwirkenden Lasten für den Standort Graz ermittelt. Als Referenzobjekt für die Lastaufstellung wurde hierfür das Gebäude Humboldtstraße 10 herangezogen, für welches in Abschnitt 4-4 eine Bestandsanalyse der Dachkonstruktion durchgeführt wurde. Zunächst werden die relevanten Gebäudedimensionen anhand der Grundrisse und eines Gebäudeschnittes dargestellt. Anschließend werden ständige, veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen (Erdbeben) auf Grundlage den einschlägigen Normen berechnet. Die Lastaufstellung kann als Grundlage für die Modellierung des Gebäudes und für weitere statische Analyse dienen.

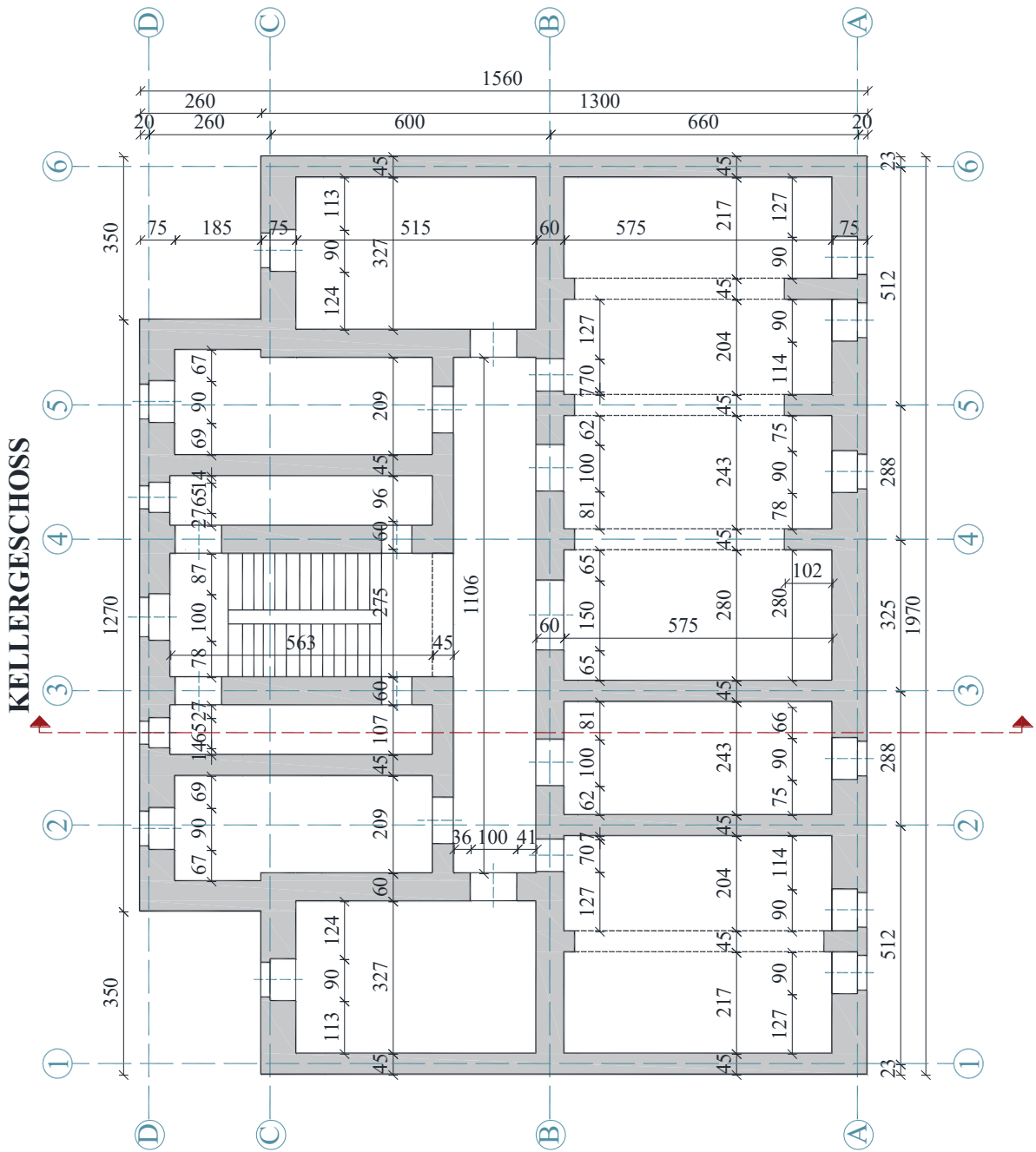
5-1 DAS GEBÄUDE

Wie im Abschnitt 4-4 erwähnt, handelt es sich beim Gebäude in der Humboldtstraße 10 um ein dreigeschossiges Gebäude mit einem rechteckigen Grundriss und hofseitigem Risalit (Typ 2, wie in Abschnitt 3-2.3 definiert). Nachfolgend sind ein Schnitt des Gebäudes (siehe Abbildung 5-1) und die Grundrisse von Keller- bis zum zweiten Obergeschoss dargestellt. Die in Abbildung 5-1 bis Abbildung 5-5 dargestellten Gebäudeabmessungen basieren auf Originalplänen aus dem Stadtarchiv Graz [27].



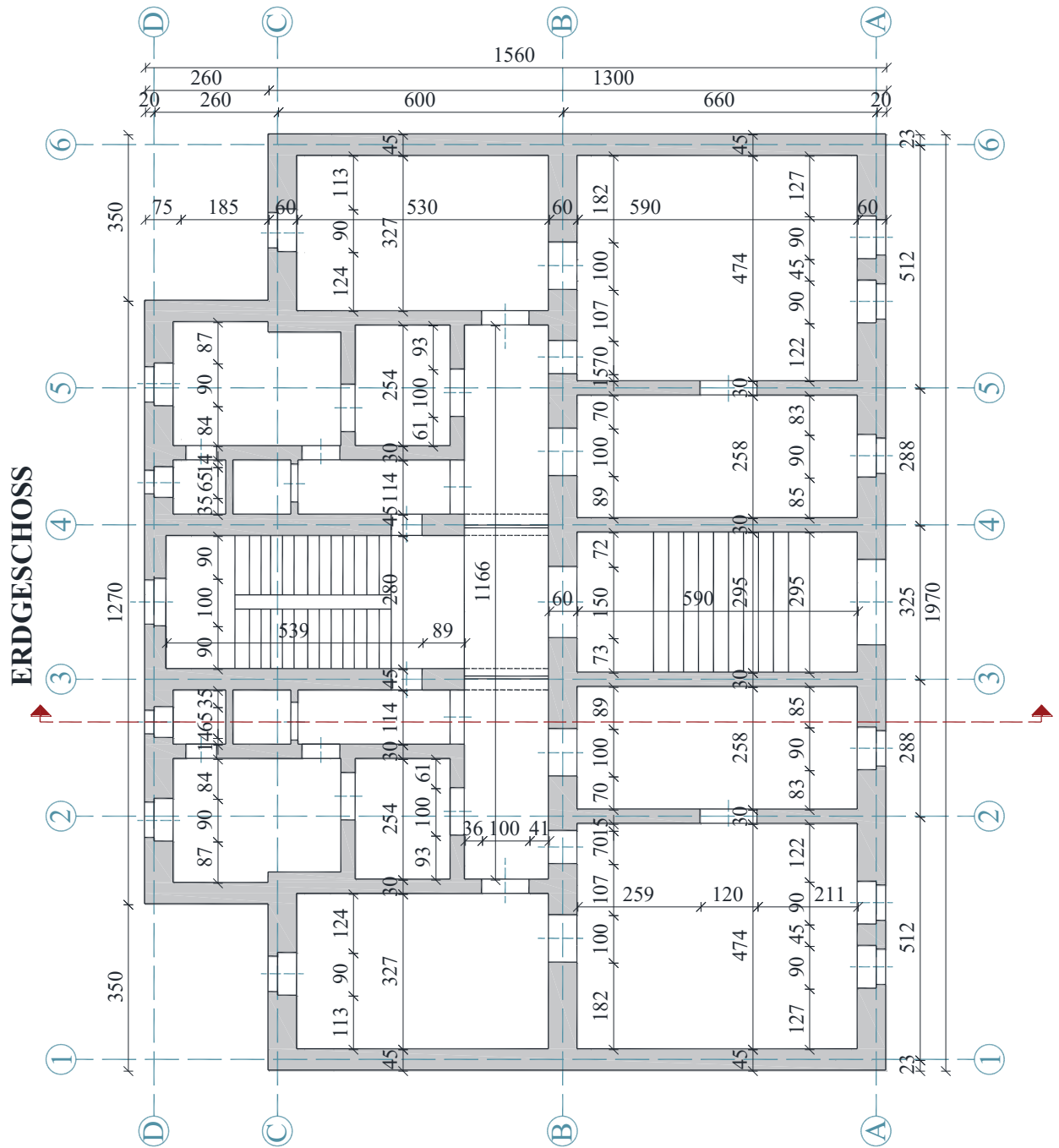
Alle Abmessungen in [cm]

Abbildung 5-1: Schnitt des Objektes



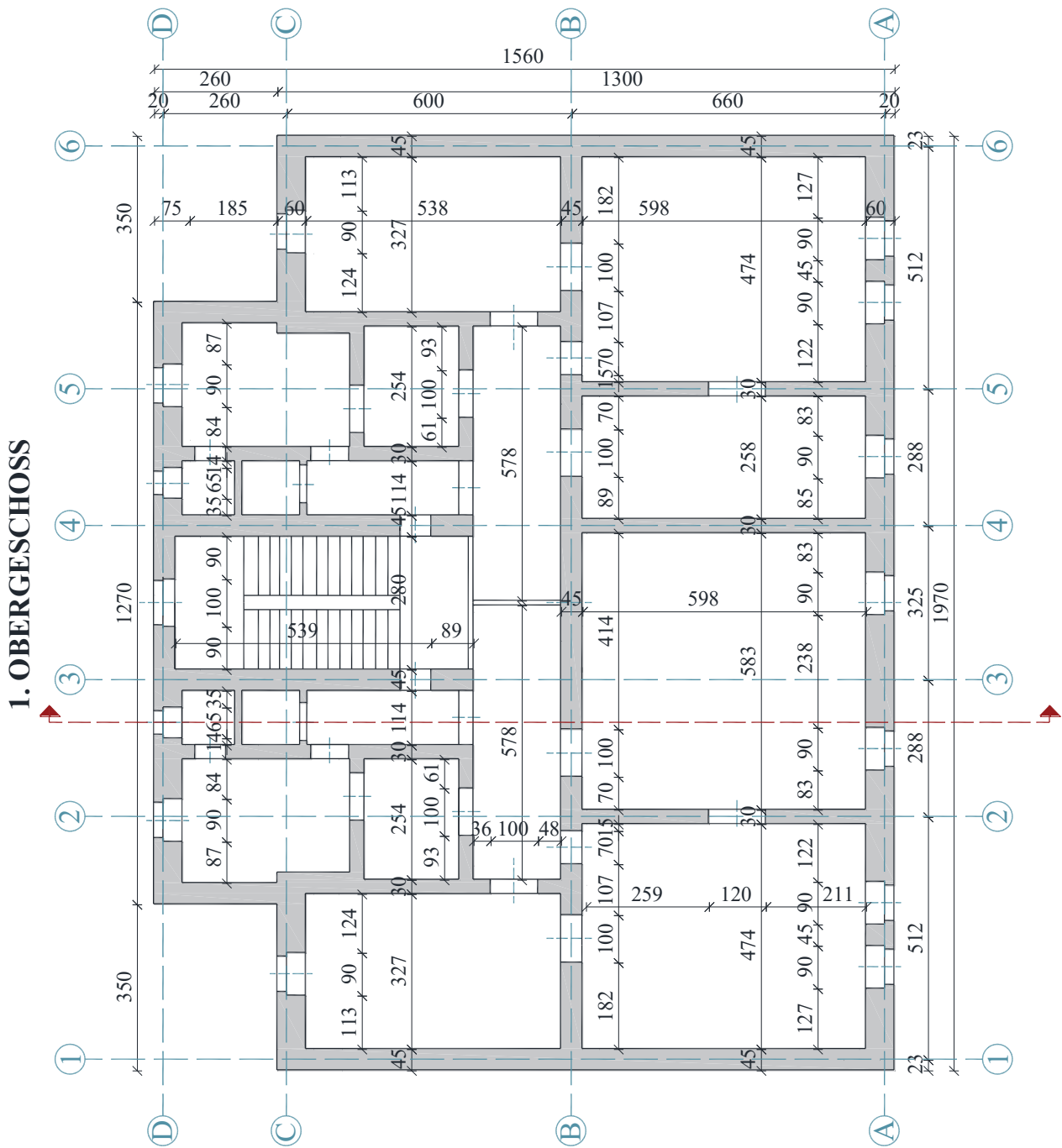
Alle Abmessungen in [cm]

Abbildung 5-2: Grundriss des Kellergeschosses



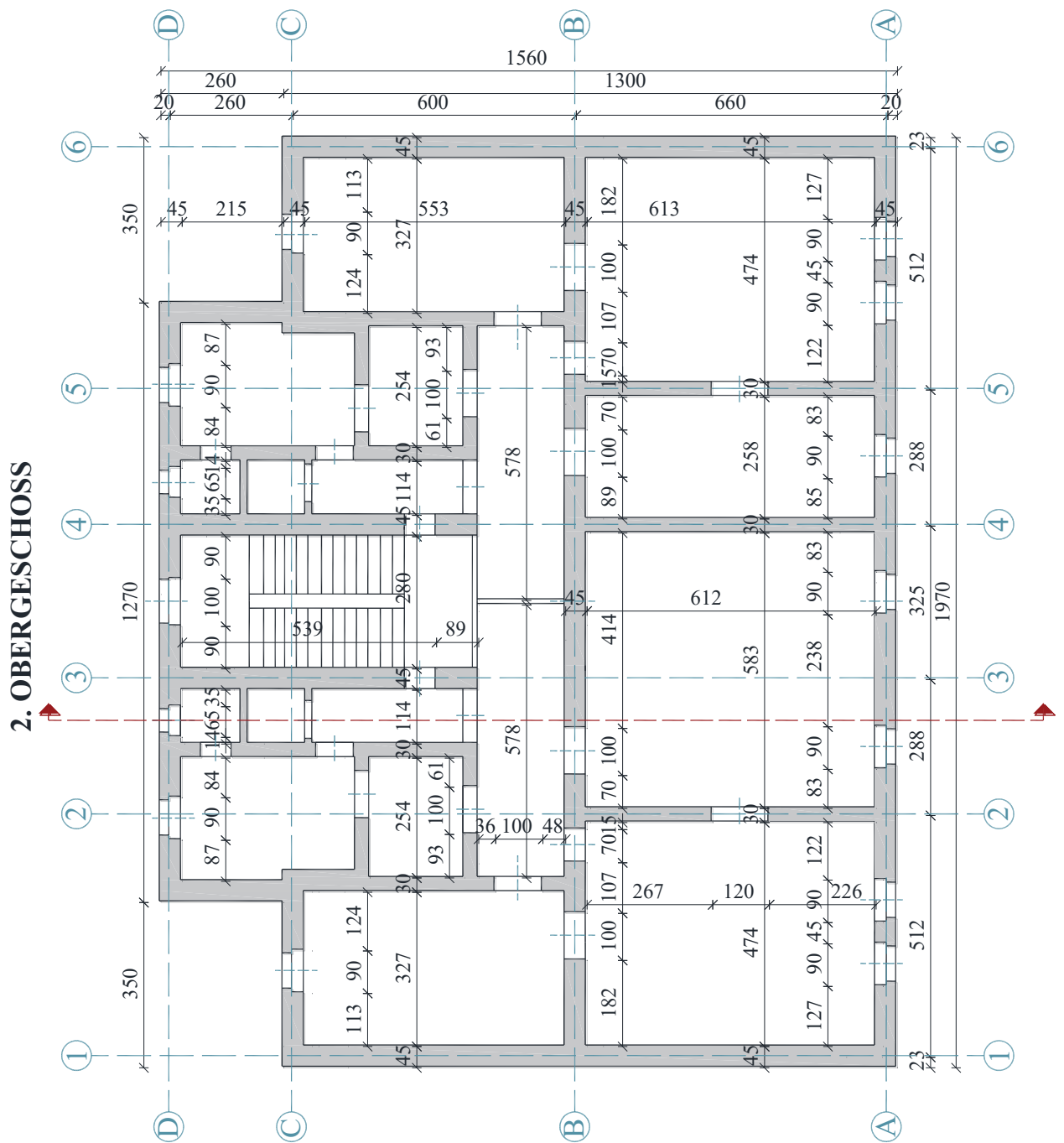
Alle Abmessungen in [cm]

Abbildung 5-3: Grundriss des Erdgeschosses



Alle Abmessungen in [cm]

Abbildung 5-4: Grundriss des 1. Obergeschosses



Alle Abmessungen in [cm]

Abbildung 5-5: Grundriss des 2. Obergeschosses

5-2 LASTAUFSTELLUNG

5-2.1 STÄNDIGE EINWIRKUNGEN

Die ständigen Einwirkungen sind einerseits die Eigengewichte der Bauteile und andererseits der auf die Kelleraußenwände wirkende Erddruck.

5-2.1.1 Eigengewicht

Decken

Für die Dippelbaum- und die Tramdecke wurden die geltenden Lasten nach ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61] verwendet. Bei der Gewölbedecke wird ein aus der Literatur [56] gewonnene Wert herangezogen.

Tabelle 5-1: Eigenlasten von Bestandsdecken

Deckenart	Anmerkung	g_k [kN/m ²]
Dippelbaumdecke [106]	Beschüttung aus Schlacke (max. 4 cm), Ziegelpflaster, Putzträger und Verputz (Zuschlag für Beschüttung aus Bauschutt je cm Beschüttungsstärke 0,04 kN/m ²)	3,35
Tramdecke [106]	mit Beschüttung aus Hochofenschlacke (max. 8 cm), Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger und Verputz	2,00
Gewölbedecke [56]	–	4,00

Wände

Wie im Abschnitt 3-3.5 erläutert, besteht eine typische gründerzeitliche Wandkonstruktion aus Vollziegeln, welches als ein einschaliges Mauerwerk ausgeführt wurde. Aus der Literatur [83] ist eine Rohdichte der gründerzeitlichen Vollziegel von $\rho = 1500 \text{ kg/m}^3$ bekannt.

Ermittlung der Wichte eines einschaligen Mauerwerks:

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (5.1)$$

Dabei sind:

ρ ...Rohdichte [kg/m³]

g ...Erdbeschleunigung $g = 9,81 \text{ m/s}^2 \approx 10,0 \text{ m/s}^2$

$$\gamma = \rho \cdot g = 1500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 10,0 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (5.2)$$

Im Folgenden werden die Eigengewichte der tragenden und nicht tragenden Wände des Gebäudes ermittelt. Dabei wird für die Außenwände ein Aufbau mit einer innenseitigen Gipsputzschicht ($\gamma = 12,0 \text{ kN/m}^3$ [107]) von 1,50 cm Dicke und einer 2,00 cm dicken außenseitigen Kalkputzschicht ($\gamma = 14,0 \text{ kN/m}^3$ [107]) angenommen. An den Innenwänden befindet sich auf beiden Wandseiten Gipsputz mit einer Dicke von 1,50 cm. Die Flächenlasten der jeweiligen Wände können wie folgt berechnet werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-2 dargestellt.

Berechnung der Flächenlasten:

$$g_{k,i} = \sum d_i \cdot \gamma_i \quad (5.3)$$

Eigengewicht der tragenden Wände und Kniestock (Aufbau: Gipsputz – Vollziegel - Kalkputz):

$$g_{k,i} = 0,015 \cdot 12,0 + d_i \cdot 15,0 + 0,02 \cdot 14,0 = \underline{0,46 + d_i \cdot 15,0} \quad (5.4)$$

Eigengewicht der nicht tragenden Wände und der Giebelwand (Aufbau: Gipsputz – Vollziegel - Gipsputz):

$$g_{k,i} = (0,015 + 0,015) \cdot 12,0 + d_i \cdot 15,0 = \underline{0,36 + d_i \cdot 15,0} \quad (5.5)$$

Tabelle 5-2: Zusammenfassung der Flächenlasten aus Eigengewicht

		d_i [cm]	g_{k,i} [kN/m²]
tragende Wände	Kniestock	30,0	4,96
	Außenwand	45,0	7,21
		60,0	9,46
		75,0	11,7
	Giebelwand	45,0	7,11
		53,0	8,31
	Innenwand	45,0	7,11
		60,0	9,36
nicht tragende Wände	Innenwand	30,0	4,86
		45,0	7,11
		60,0	9,36

Dachdeckung

Tabelle 5-3: Eigengewicht der Dachdeckung nach ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61]

Bezeichnung	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]
Biberschwanzziegel – Doppeldeckung	-	0,90
Biberschwanzziegel – Einfachdeckung	-	0,65
Dachlattung 30/50 mm, e =14,0 cm	5,50	0,06

5-2.1.2 Erddruck

Für den Nachweis der Tragfähigkeit der Kelleraußenwände ist die Ermittlung des Erddrucks von Bedeutung. Dafür wurde gemäß ÖNORM B 1997-1-1: 2013 [108] die ÖNORM B 4434: 1993 [109] verwendet.

Da es sich bei Kelleraußenwänden um starre, unbewegliche Konstruktionen handelt, kann auf der sicheren Seite liegend der Erdruhedruck angenommen werden. Laut ÖNORM B 4434: 1993 [109] ist der Erdruhedruck wie folgt definiert:

„Erdruhedruck: *In-situ-Spannung, die auch auf die Rückseite eines starren unbeweglichen Stützbauwerkes wirkt.*“ [109]

Für die nachfolgende Berechnung des Erdrudrucks wurden folgende Bodenkennwerte angenommen:

γ ...Wichte Anschüttung [kN/m³] $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ lt. [110]
 φ ...Winkel der inneren Reibung [°] $\varphi = 30^\circ$ für nicht bindige Böden nach [110]

Berechnung des Erddruckbeiwertes K_0 :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,50 \quad (5.6)$$

mit:

Der Erdrudruck errechnet sich mit:

$$e_0 = (\gamma \cdot z + p_{v,k}) \cdot K_0 \quad (5.7)$$

mit:

z ...Wandhöhe [m] $z = 2,20 \text{ m}$
 $p_{v,k}$...Belastung auf Gelände [kN/m²] $p_{v,k} = 5,00 \text{ kN/m}^2$ (nach ÖNORM B 1997-1-1: 2013 [108], bzw. ÖNORM B 1991-1-1: 2017 [61])

Erddruck zufolge Eigenlast:

$$\sigma_H = \gamma \cdot z \cdot K_0 = 17,5 \cdot 2,20 \cdot 0,50 = 19,3 \text{ kN/m}^2 \quad (5.8)$$

Erddruck zufolge Auflast:

$$e_{0,p_{v,k}} = q_k \cdot K_0 = 5,00 \cdot 0,50 = 2,50 \text{ kN/m}^2 \quad (5.9)$$

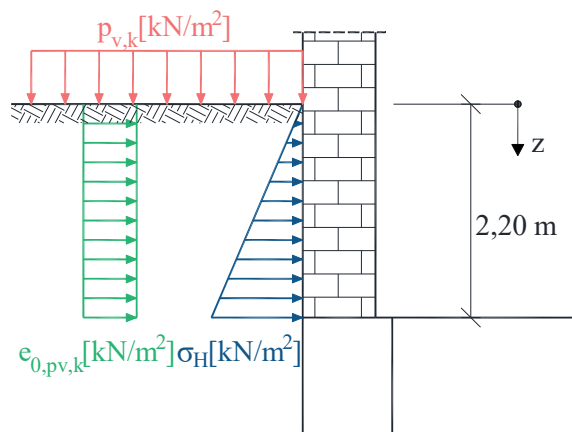


Abbildung 5-6: Erddruckeinwirkung auf die Kelleraußenwand

In Abbildung 5-6 ist ein Schnitt einer Kelleraußenwand mit einwirkendem Erddruck verbildlicht. Straßenseitig wird aus dem Bereich des Straßenverkehrs neben den Erddruck aus Eigenlast eine Auflast berücksichtigt. Es wird angenommen, dass sich das Gebäude außerhalb des Grundwasserspiegels befindet.

Straßenseitiger Erddruck (an Stelle $z = 2,20 \text{ m}$):

$$e_0 = \sigma_H + e_{0,p_{v,k}} = 19,3 + 2,50 = 21,8 \text{ kN/m}^2 \quad (5.10)$$

5-2.2 VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN

Im Folgenden werden die veränderlichen Einwirkungen unter Verwendung entsprechender Normen ausgerechnet. Berücksichtigt werden Nutz-, Schnee- und Windlast.

5-2.2.1 Nutzlast

Die Nutzlasten werden nach ÖNORM B 1991-1-1: 2017 [61] aufgestellt. Folgende Nutzlasten werden berücksichtigt (siehe Tabelle 5-4):

Tabelle 5-4: Nutzlasten

Bauteil/Bereich	Flächenlast q_k [kN/m ²]	Einzellast Q_k [kN]	Kategorie lt. ÖNORM B 1991-1-1 [61]
Gesims ¹⁾ (am Rand)	-	1,00	-
Decken (außer Dachgeschoss)	2,00	2,00	A1
Decke im Dachgeschoss	1,50	2,00	A2
Treppen und Gänge	3,00	-	-
Dach	1,00	1,50	H

¹⁾... Laut ÖNORM B 1991-1-1:2017-02, Abschnitt 8.1.3 [61] soll bei Gesimsen eine Randbelastung von $Q_k = 1,0$ kN in vertikaler Richtung angenommen werden. Sie wirkt nicht gleichzeitig mit Wind und Schnee.

5-2.2.2 Schneelast

Die Schneelast wird nach ÖNORM EN 1991-1-3: 2022 [111] berechnet.

Einflussparameter:

Standort: Humboldtstraße 10, 8010, Graz (15,44064° O; 47,07922° N [112])
 Zone: 2
 Seehöhe: 357 m
 Dachtyp: Satteldach
 Dachneigung: $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 35^\circ$

$$s = \mu_i \cdot C_t \cdot C_e \cdot s_k \quad (5.11)$$

mit:

C_e ...Beiwert Geländegegebenheit (übliche Geländegegebenheiten) $C_e = 1,0$
 C_t ...Temperaturbeiwert $C_t = 1,0$
 μ ...Formbeiwert für Schneelasten
 s_k ...charakteristische Schneelast $s_k = 1,0$ kN/m² nach hora.gv.at [112]

Für ein Satteldach sollen lt. ÖNORM EN 1991-1-3 [111] folgende Fälle der Schneelast berücksichtigt werden (siehe Abbildung 5-7):

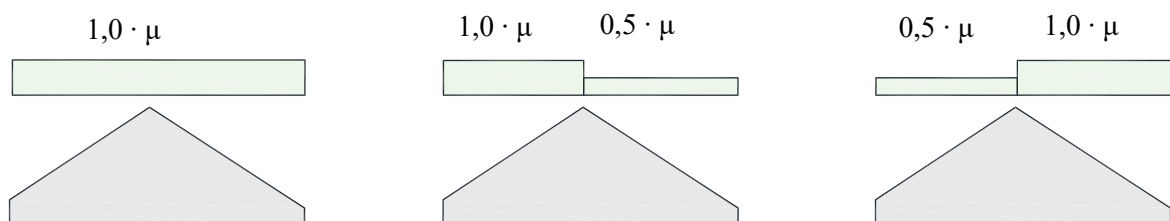


Abbildung 5-7: Schneelast auf ein Satteldach [111]

Ermittlung des relevanten Formbeiwertes für ein Satteldach nach Tabelle 2 [111] :

$$\mu_2(\alpha) = 1,0 \cdot \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ} = 1,0 \cdot \frac{(60^\circ - 35^\circ)}{30^\circ} = 0,83 \quad (5.12)$$

Damit kann die Schneelast ermittelt werden:

$$s = \mu_i \cdot C_t \cdot C_e \cdot s_k = 0,83 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,83 \text{ kN/m}^2 \quad (5.13)$$

5-2.2.3 Windlast

Die Berechnung der Windlasten erfolgt nach ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] und dem dazugehörigen Nationalen Anhang [114].

Einflussparameter:

Standort: Graz
 Geländekategorie: IV
 Gebäudehöhe: $h = 19,1 \text{ m}$
 Basisgeschwindigkeit: $q_{b,0} = 0,26 \text{ m/s}$

Bestimmung des auf die Außenflächen wirkenden Winddrucks:

$$w_{e,k} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.14)$$

mit:

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

Bestimmung des auf die Innenflächen wirkenden Winddrucks:

$$w_{i,k} = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (5.15)$$

mit:

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

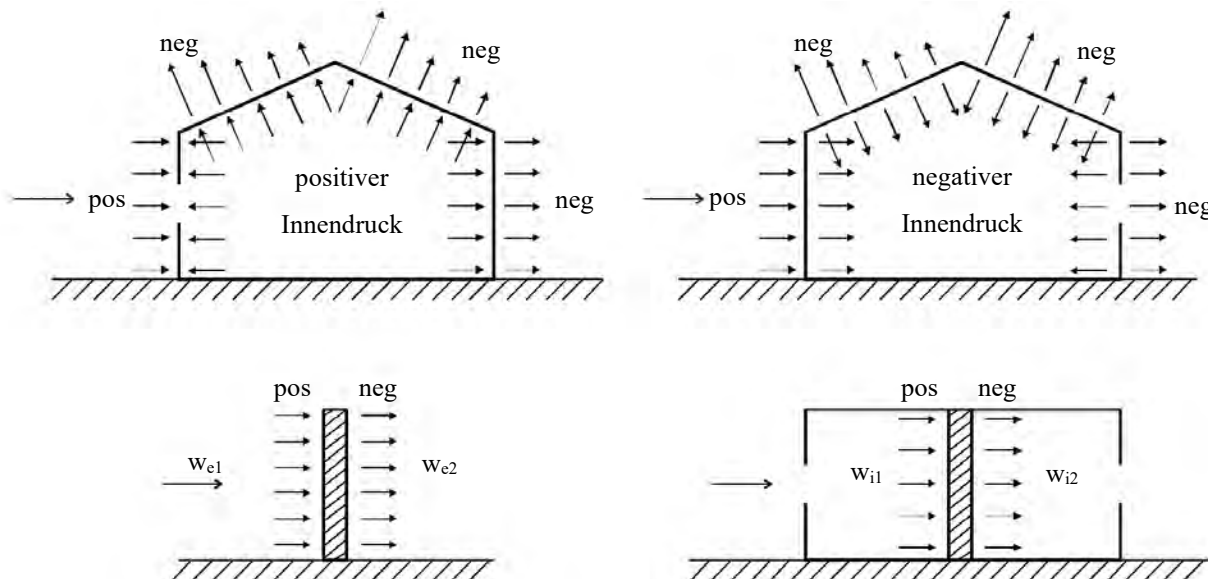


Abbildung 5-8: Druck auf Oberflächen lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113]

Die resultierende Winddruckbelastung auf eine Wand, ein Dach oder Bauteil ergibt sich aus der Überlagerung des Innen- und Außendrucks, wie in Abbildung 5-8 dargestellt.

Bestimmung des resultierenden Winddrucks

$$w_k = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q_p(z) \quad (5.16)$$

Innendruckbeiwerte nach ÖNORM B 1991-1-4:2019, Abschnitt 9.2.10 [114]:

$$c_{pi,min} = -0,30$$

$$c_{pi,max} = +0,20$$

Böengeschwindigkeitsdruck $q_p(z)$ errechnet sich mit:

$$q_p(z) = C_e(z = 19,1) \cdot q_{b,0} = 1,2 \cdot \left(\frac{19,1}{10}\right)^{0,38} \cdot 0,26 = 0,40 \text{ kN/m}^2 \quad (5.17)$$

Nachfolgend wird die auf die Wand- und Dachflächen einwirkende Windlast ermittelt.

Windeinwirkung auf Wände

Senkrecht zum First (Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$)

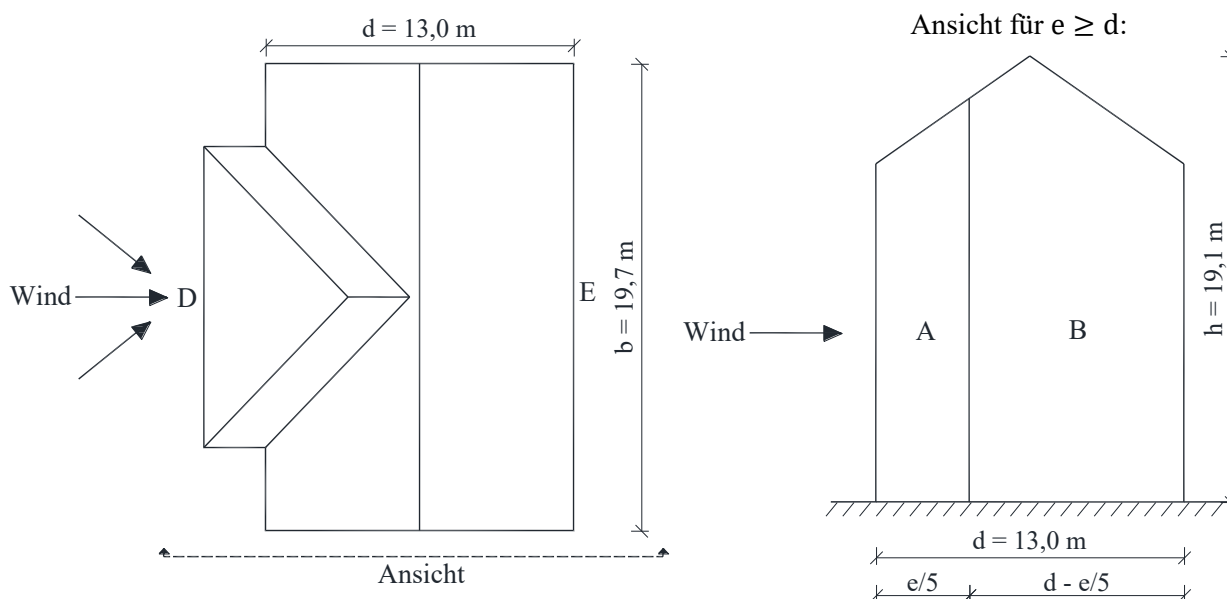


Abbildung 5-9: Einteilung der Wandflächen lt. ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [113]

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 19,7 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 19,1 \text{ m} = 38,2 \text{ m} \end{array} \right. = 19,7 \text{ m}$$

Für die Abmessung parallel zur Anströmrichtung wurde $d = 13,0 \text{ m}$ angenommen. Daraus ergeben sich die größeren Außendruckbeiwerte c_{pe} im Vergleich zur Abmessung mit Risalit. Somit liegt die Windlastberechnung für die Anströmrichtung senkrecht zum First auf der konservativen Seite.

$$d = 13,0 \text{ m} \quad h/d = 19,1/13,0 = 1,47$$

Die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ wurden aus Tabelle 7.1 lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] entnommen und für den Fall $h/d = 1,47$ interpoliert. Die Ergebnisse der Interpolation sind in Tabelle 5-5 dargestellt.

Tabelle 5-5: *Interpolation der Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Anströmrichtung senkrecht zum First*

h/d	$c_{pe,10}$			
	A	B	D	E
5,00	-1,20	-0,80	+0,80	-0,70
1,47				-0,52
1,00				-0,50

In Tabelle 5-6 wurden die Außendrucke w_e für die Außenflächen nach Gleichung (5.14) berechnet.

Tabelle 5-6: *Außendrucke w_e für die Außenflächen für die Anströmrichtung senkrecht zum First*

w_e [kN/m ²]			
A	B	D	E
-0,48	-0,32	+0,32	-0,20

Da das Gebäude an der Giebelseite von zwei Objekten umschlossen ist, entfallen die Zonen A und B.

Parallel zum First (Anströmrichtung $\theta = 90^\circ$)

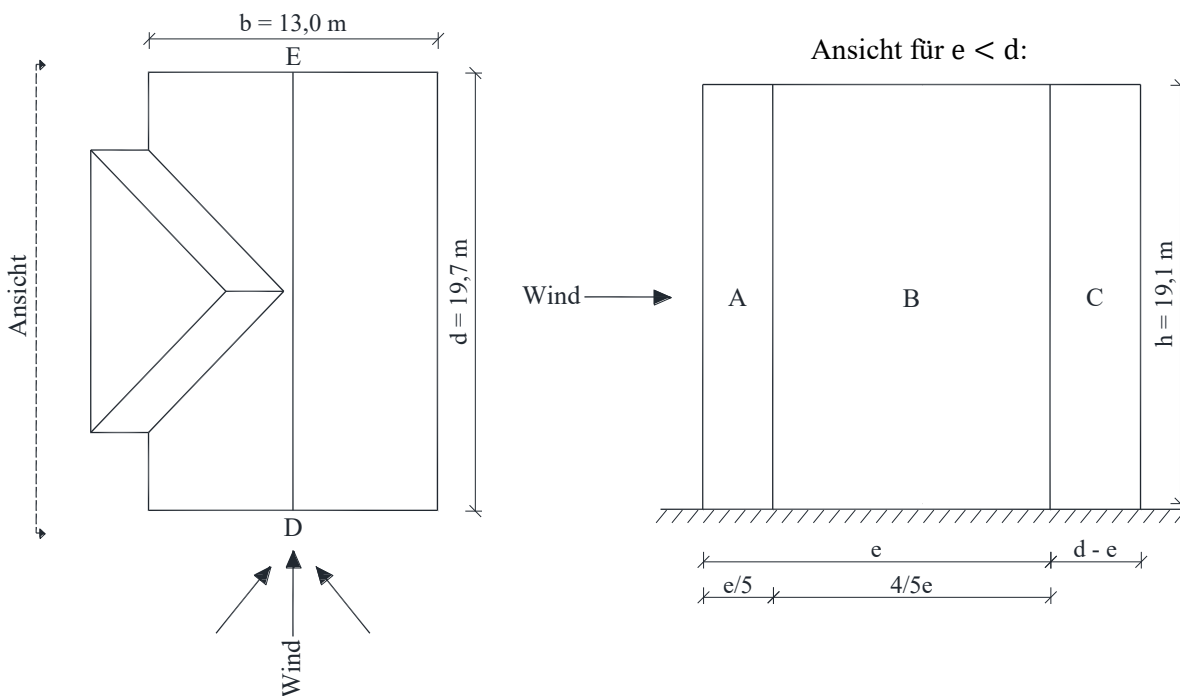


Abbildung 5-10: *Einteilung der Wandflächen lt. ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [113]*

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 13,0 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 19,1 \text{ m} = 38,2 \text{ m} \end{array} \right. = 13,0 \text{ m}$$

Für die Abmessung parallel zur Anströmrichtung wurde $d = 19,7$ m angenommen und nicht die Gesamtlänge des Gründerzeitblockes. Daraus ergeben sich wiederum größere Außendruckbeiwerte c_{pe} womit auch die Windlastberechnung für die Anströmrichtung parallel zum First auf der konservativen Seite liegt.

$$d = 19,7 \text{ m} \quad h/d = 19,1/19,7 = 0,97$$

Die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ wurden aus Tabelle 7.1 lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] entnommen und für den Fall $h/d = 0,97$ interpoliert. Die Ergebnisse der Interpolation sind in Tabelle 5-5 dargestellt.

Tabelle 5-7: Interpolation der Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Anströmrichtung parallel zum First

$c_{pe,10}$					
h/d	A	B	C	D	E
1,00	-1,20	-0,80	-0,50	+0,80	-0,50
0,97				+0,796	-0,492
0,25				+0,70	-0,30

In Tabelle 5-8 wurden die Außendrucke w_e für die Außenflächen nach Gleichung (5.14) berechnet.

Tabelle 5-8: Außendrucke w_e für die Außenflächen für die Anströmrichtung parallel zum First

$w_e \text{ [kN/m}^2\text{]}$				
A	B	C	D	E
-0,48	-0,32	+0,32	+0,32	-0,20

Da das Gebäude an der Giebelseite von zwei Objekten umschlossen ist, entfallen die Zonen A, B und C.

Berechnung des resultierenden Winddrucks auf die Wandflächen

Nachfolgend werden die Außendruckbeiwerte c_{pe} und Innendruckbeiwerte c_{pi} zur Berechnung des resultierenden Winddrucks auf die Wandflächen kombiniert. Hierbei werden zwei Fälle unterschieden:

Fall 1: c_{pe} und $c_{pi,max}$: minimaler Windsog

Fall 2: c_{pe} und $c_{pi,min}$: maximaler Windsog

Nach der Gleichung (5.16) wird nun beispielhaft der Fall 1 und Fall 2 für die Dachfläche D des Satteldaches der resultierende Winddruck berechnet. Die Ergebnisse wurden in Tabelle 5-9 und Tabelle 5-10 dargestellt.

$$\text{Fall 1: } w_{k,min} = (c_{pe} - c_{pi,max}) \cdot q_p(z) = (-1,20 - 0,20) \cdot 0,4 = -0,560 \text{ kN/m}^2 \quad (5.18)$$

$$\text{Fall 2: } w_{k,max} = (c_{pe} - c_{pi,min}) \cdot q_p(z) = (-1,20 - (-0,30)) \cdot 0,4 = -0,360 \text{ kN/m}^2 \quad (5.19)$$

Tabelle 5-9: minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung senkrecht zum First ($\theta = 0^\circ$)

	A	B	D	E
Fall 1: $w_{k,min}$	-0,56	-0,40	0,24	-0,29
Fall 2: $w_{k,max}$	-0,36	-0,20	0,44	-0,09

Tabelle 5-10: minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung parallel zum First ($\theta = 90^\circ$)

	A	B	C	D	E
Fall 1: $w_{k,min}$	-0,56	-0,40	-0,28	0,24	-0,28
Fall 2: $w_{k,max}$	-0,36	-0,20	-0,08	0,44	-0,08

Windeinwirkung auf das Dach

Das Dach des Gebäudes in der Humboldtstraße 10 besteht aus einem Satteldach und einer Gaube in Form eines Walmdaches. Für die Berechnung der Windlasten werden diese beiden Bereiche getrennt betrachtet. Die Außendruckbeiwerte c_{pe} aus ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] wurden zwischen 30° und 45° interpoliert.

Einflussparameter:

Dachtyp: Satteldach
Dachneigung: 35°

Windbelastung Satteldach

Senkrecht zum First (Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$)

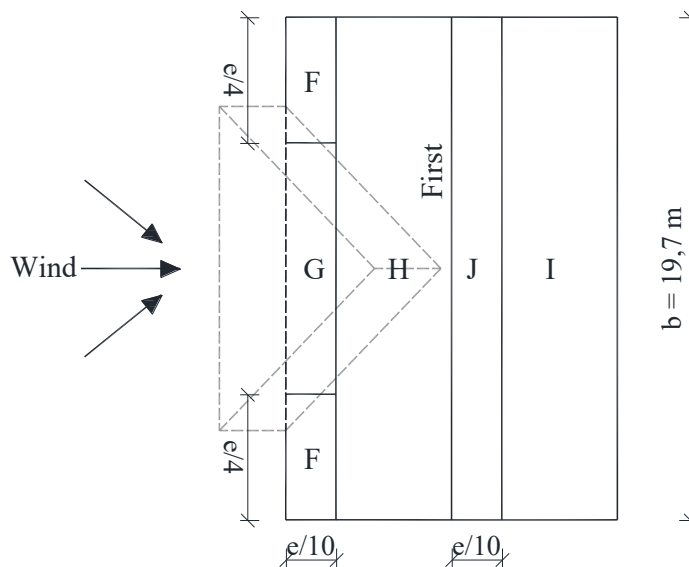


Abbildung 5-11: Aufteilung der Dachflächen für die Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$ [113]

Die Abbildung 5-12 zeigt die Dachflächen für die Anströmrichtung quer zum First lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113].

Die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ wurden aus Tabelle 7.4a lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] entnommen und für den Fall $\alpha = 35^\circ$ interpoliert. Die Ergebnisse der Interpolation sind in Tabelle 5-11 dargestellt.

Tabelle 5-11: Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Anströmrichtung senkrecht zum First ($\theta = 0^\circ$)

Neigungswinkel α	$c_{pe,10}$				
	F	G	H	I	J
30°	-0,50	-0,50	-0,20	-0,40	-0,50
	0,70	0,70	0,40	0,00	0,00
35°	-0,33	-0,33	-0,13	-0,33	-0,43
	0,70	0,70	0,47	0,00	0,00
45°	0,00	0,00	0,00	-0,20	-0,30
	0,70	0,70	0,60	0,00	0,00

Tabelle 5-12: Außendrucke w_e für die Dachflächen für die Anströmrichtung senkrecht zum First

	w_e [kN/m ²]				
	F	G	H	I	J
$w_{e,i,min,k}$	-0,13	-0,13	-0,05	-0,13	-0,17
$w_{e,i,max,k}$	0,28	0,28	0,19	0,00	0,00

Parallel zum First (Anströmrichtung $\theta = 90^\circ$)

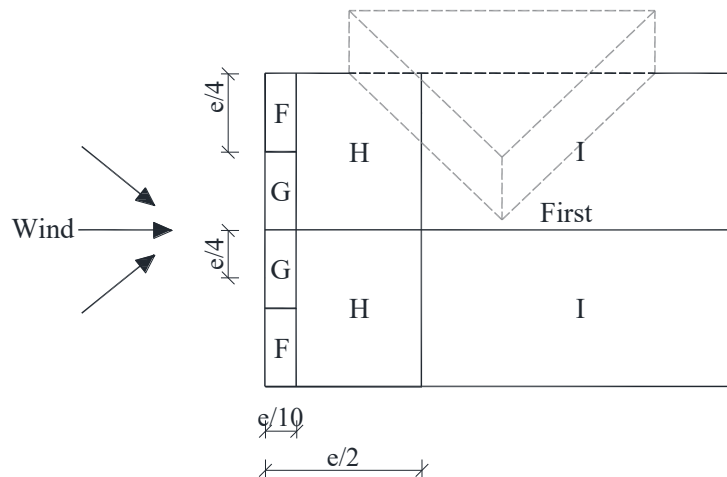


Abbildung 5-12: Aufteilung der Dachflächen für die Anströmrichtung $\theta = 90^\circ$ [113]

Die Abbildung 5-12 zeigt die Dachflächen für die Anströmrichtung parallel zum First lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113].

Die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ wurden aus Tabelle 7.4b lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] entnommen und für den Fall $\alpha = 35^\circ$ interpoliert. Die Ergebnisse der Interpolation sind in Tabelle 5-11 dargestellt.

Tabelle 5-13: Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Anströmrichtung parallel zum First ($\theta = 90^\circ$)

Neigungswinkel α	$c_{pe,10}$			
	F	G	H	I
30°	-1,10	-1,40	-0,80	-0,50
35°			-0,83	
45°			-0,90	

In Tabelle 5-14 sind die Außendrucke $w_{e,i,k}$ nach Gleichung (5.14) berechnet und zusammenfasst.

Tabelle 5-14: Außendrucke $w_{e,i,k}$ für die Dachflächen für die Anströmrichtung parallel zum First ($\theta = 90^\circ$)

	w_e [kN/m ²]			
	F	G	H	I
$w_{e,i,k}$	-0,44	-0,56	-0,33	-0,20

Windbelastung Gaupe

Die Gaupe des vorliegenden Dachtragwerkes weist die Form eines Walmdaches auf. Als Vereinfachung zur Berechnung der Windlasten wird die Gaupe als halbes Walmdach betrachtet.

Im vorliegenden Fall weist die Walmseite (α_0) denselben Dachneigungswinkel als die Traufseite (α_{90}) auf. Somit betragen die Winkel $\alpha_0 = \alpha_{90} = 35^\circ$ (nach Bild 7.9 aus ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113]).

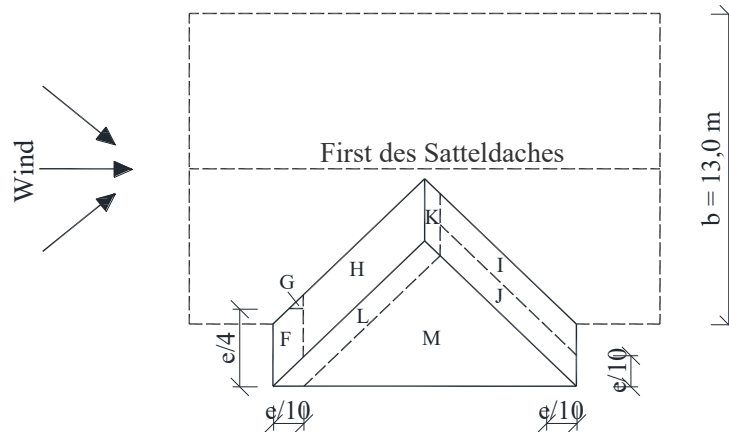


Abbildung 5-13: Aufteilung der Flächen in Anlehnung an Bild 7.9 aus ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] Anströmrichtung parallel zum First des Satteldaches ($\theta = 90^\circ$)

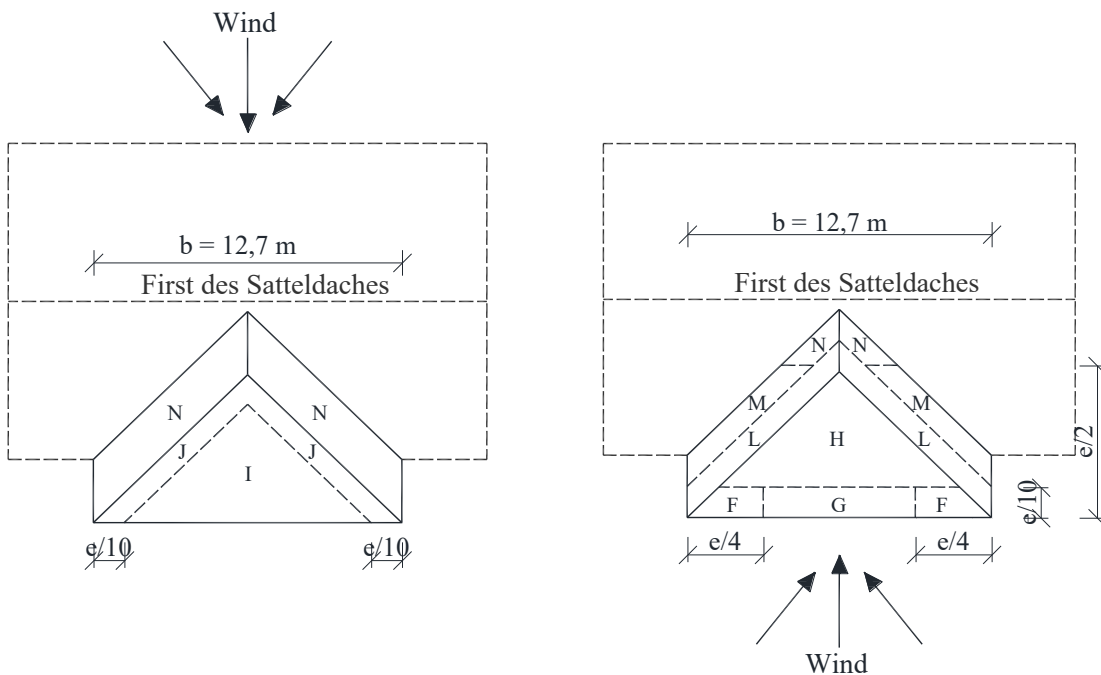


Abbildung 5-14: Aufteilung der Flächen in Anlehnung an Bild 7.9 aus ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] Anströmrichtung senkrecht zum First des Satteldaches ($\theta = 0^\circ$) links: Leeseite; rechts: Luvseite

Die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ wurden aus Tabelle 7.5 lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] entnommen und für den Fall $\alpha_0 = \alpha_{90} = 35^\circ$ interpoliert. Die Ergebnisse der Interpolation sind in Tabelle 5-15 dargestellt.

Tabelle 5-15: Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Dachflächen der Gaupe ($\theta = 0^\circ$ & $\theta = 90^\circ$)

	$c_{pe,10}$								M	N
	F	G	H	I	J	K	L			
30°	-0,50	-0,50	0,20	-0,40	-0,70	-0,50	-1,40	-0,80	-0,20	
	0,50	0,70	0,40							
35°	-0,33	-0,33	0,13	-0,37	-0,67	-0,43	-1,37			
	0,57	0,70	0,47							
45°	0,00	0,00	0,00	-0,30	-0,60	-0,30	-1,30			
	0,70	0,70	0,60							

In Tabelle 5-16 sind die Außendrucke $w_{e,i,k}$ nach Gleichung (5.14) berechnet und zusammengefasst.

Tabelle 5-16: Außendrucke $w_{e,i,k}$ für die Dachflächen der Gaupe ($\theta = 0^\circ$ & $\theta = 90^\circ$)

	w_e [kN/m ²]								
	F	G	H	I	J	K	L	M	N
$w_{e,i,min,k}$	-0,13	-0,13	0,05	-0,15	-0,27	-0,17	-0,55	-0,32	-0,08
$w_{e,i,max,k}$	0,28	0,28	0,19						

Hinweis für Dachdurchdringungen, Aufbauten und Dachverschneidungen

Gemäß ÖNORM B 1991-1-4: 2019, Abschnitt 9.2.9.2 [114] sind bei Dachdurchdringungen und Aufbauten (z.B. Kamine, Gaupen) sowie Ichenbereiche von Dachverschneidungen höhere Außendruckbeiwerte ($c_{pe,1}$ -Werte) des Bereichs J anzusetzen. Die Breite c entlang der Verschneidungen beträgt:

$$c = \frac{1}{2} \cdot \max \left\{ \begin{matrix} a \\ b \end{matrix} \right\}, \text{ wobei } 1 \text{ m} \leq c \leq 2 \text{ m} \quad (5.20)$$

mit:

a, b ... Abmessungen der Dachdurchdringung, nach ÖNORM B 1991-1-4:2019 [114], Bild 4

Die höheren Außendruckbeiwerte ($c_{pe,1}$ -Werte) sind bei Dachdurchdringungen, Aufbauten u. dgl. anzusetzen, wenn diese mindestens 35,0 cm aus der Dachfläche herausragt und eine horizontale Abmessung von mindestens 50,0 cm aufweist.

Bei einer Dachverschneidung ist die Bereichsbreite mit $e/10$ nach ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [113], Abschnitte 7.2.3 bis 7.2.6 anzusetzen.

Nach Tabelle 7.4a aus ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] sind die Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ und $c_{pe,1}$ mit demselben Betrag festgelegt. Folglich kann der resultierende Winddruck für diesen Bereich J aus Tabelle 5-17 entnommen werden.

Berechnung des resultierenden Winddrucks auf die Dachflächen

Die Kombination der Außendruckbeiwerte c_{pe} und Innendruckbeiwerte c_{pi} zur Berechnung des resultierenden Winddrucks auf die Dachflächen erfolgt nach ÖNORM B 1991-1-4, Beiblatt 1:2009 [115], Abschnitt 1.2.2.1.4. Hierin werden sechs Fälle unterschieden:

Fall 1: $c_{pe,min}$ und $c_{pi,max}$: minimaler Windsog

Fall 2: $c_{pe,max}$ und $c_{pi,min}$: maximaler Windsog

Die Fälle 3a, 3b, 4a und 4b nach Beiblatt 1 [115] wurden aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt.

Nach der Gleichung (5.16) wird nun beispielhaft der Fall 1 und Fall 2 für die Dachfläche G des Satteldaches der resultierende Winddruck berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-17 bis Tabelle 5-19 dargestellt.

$$\text{Fall 1: } w_{k,\min} = (c_{pe,\min} - c_{pi,\max}) \cdot q_p(z) = (-0,333 - 0,20) \cdot 0,4 = -0,213 \text{ kN/m}^2 \quad (5.21)$$

$$\text{Fall 2: } w_{k,\max} = (c_{pe,\max} - c_{pi,\min}) \cdot q_p(z) = (0,700 - (-0,30)) \cdot 0,4 = 0,400 \text{ kN/m}^2 \quad (5.22)$$

resultierende Winddrücke auf die Satteldachflächen

Tabelle 5-17: *minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung senkrecht zum First ($\theta = 0^\circ$)*

	F	G	H	I	J
Fall 1: $w_{k,\min}$	-0,21	-0,21	-0,13	-0,21	-0,25
Fall 2: $w_{k,\max}$	0,40	0,40	0,31	0,12	0,12

Tabelle 5-18: *minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung parallel zum First ($\theta = 90^\circ$)*

	F	G	H	I
Fall 1: $w_{k,\min}$	-0,52	-0,64	-0,41	-0,28
Fall 2: $w_{k,\min}$	-0,32	-0,44	-0,21	-0,08

resultierende Winddrücke auf die Gaupenflächen

Tabelle 5-19: *minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung senkrecht und parallel zum First ($\theta = 0^\circ$ & $\theta = 90^\circ$)*

	F	G	H	I	J	K	L	M	N
Fall 1: $w_{k,\min}$	-0,21	-0,21	-0,03	-0,28	-0,35	-0,25	-0,63	-0,40	-0,16
Fall 2: $w_{k,\max}$	0,35	0,40	0,31	-0,03	-0,15	-0,05	-0,43	-0,20	0,04

5-2.3 AUßERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNGEN

5-2.3.1 Erdbeben

Die Einwirkung des Erdbebens wird nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren nach ÖNORM EN 1998-1: 2013 [116] ermittelt. Dafür wird auch der dazugehörige nationale Anhang verwendet [117].

Einflussparameter:

Standort:	Graz
Erdbebenzone:	1
Bedeutungskategorie:	II (gewöhnliche Bauwerke)
Baugrundklasse:	C (tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifen Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern)

Die Bemessungsbodenbeschleunigung wird folgendermaßen ermittelt:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,47 = 0,470 \text{ m/s}^2 \quad (5.23)$$

Dabei sind:

a_{gR} ... Referenzbodenbeschleunigung: $a_{gR} = 0,47 \text{ m/s}^2$ aus Tabelle A.1 [117].

γ_I ... Bedeutungsbeiwert: $\gamma_I = 1,0$

Laut ÖNORM EN 1998-1: 2013 [116] kann bei „sehr geringer Seismizität“ auf eine Erdbebenbemessung verzichtet werden. Überschreitet jedoch die Bemessungsbodenbeschleunigung a_g den Wert $0,39 \text{ m/s}^2$ bzw. das Produkt $a_g \cdot S$ den Wert $0,49 \text{ m/s}^2$, ist der Erdbebennachweis zu führen.

Überprüfung der „sehr geringen Seismizität“:

$$a_g = 0,470 \text{ m/s}^2 > 0,39 \text{ m/s}^2 \quad (5.24)$$

$$S \cdot a_g = 1,15 \cdot 0,470 \text{ m/s}^2 = 0,541 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (5.25)$$

Dabei ist S der Bodenparameter, der sich aus der angenommenen Baugrundklasse (C) ergibt. Da beide Grenzwerte überschritten sind, ist eine Erdbebenbemessung zu erbringen.

Im Folgenden wird die Erdbebeneinwirkung nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren ermittelt. Für die Massenermittlung wird dabei der Bereich oberhalb des Kellers berücksichtigt. Als maßgebende Schwingungsdauer T des Systems wird der ungünstigste Fall im Antwortspektrum ausgewählt: $T_B \leq T \leq T_C$. Mit dem Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ kann die Ordinate des Bemessungsspektrums für den Plateaubereich S_d ermittelt werden:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,470 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,901 \text{ m/s}^2 \quad (5.26)$$

Folgend wird die Erdbebenersatzkraft ausgerechnet:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.27)$$

mit:

m ... Gesamtmasse des Bauwerks über der Oberkante eines starren Kellergeschosses, mit Berücksichtigung der quasi ständigen Lastenanteil aus der Nutzlast

λ ... Korrekturbeiwert; Annahme: $T < 2T_C$; $\lambda = 0,85$

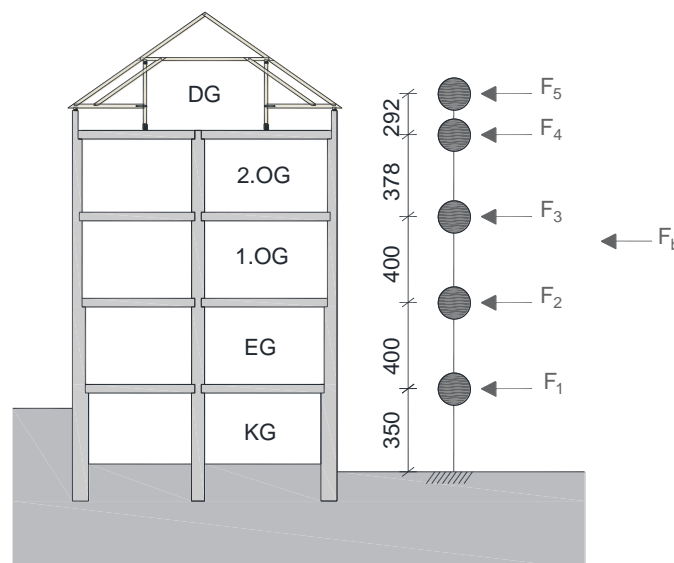


Abbildung 5-15: Massenverteilung

Die Stockwerksmassen bzw. die Gesamtmassen des Bauwerks werden nach ÖNORM EN 1998-1: 2013 [116], Abschnitt 3.2.4 (2) - Gleichung (3.17) wie folgt berechnet. Die Berechnung wurde tabellarisch durchgeführt und ist in Tabelle 5-20 zu finden.

$$m = \frac{(\Sigma G_{k,i} + \Sigma(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}))}{9,81} \quad (5.28)$$

mit:

$\psi_{E,i}$... Kombinationsbeiwert für Erdbebeneinwirkungen, nach ÖNORM EN 1998-1: 2013 [116], Abschnitt 4.2.4 (2)P - Gleichung (4.2)

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (5.29)$$

$\psi_{2,i}$... Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung, gemäß ÖNORM EN 1990: 2013 [118] Tabelle A.1.1 für den vorliegenden Fall $\psi_2=0,3$ (Kategorie A: Wohngebäude)

φ ... gemäß ÖNORM EN 1998-1: 2013 [116], Abschnitt 7.1.3 wird $\varphi = 1,0$ gesetzt.

Daraus ergibt sich der Kombinationsbeiwert für Erdbebeneinwirkungen für die veränderlichen Einwirkung:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} = 1,0 \cdot 0,3 = 0,30 \quad (5.30)$$

Tabelle 5-20: Massenermittlung zur Bestimmung der Erdbebenkraft

Massenpunkt	Höhe z_i [m]	Massenanteile		Masse [kg]
5	18,2	Dachwerk	40.500	40.500
4	15,3	Kniestockmauerwerk	33.700	264.000
		Decke + quasi-ständige NL 1/2 Wand 2. OG	104.000 126.000	
3	11,5	1/2 Wand 2. OG	126.000	348.000
		Decke + quasi-ständige NL 1/2 Wand 1. OG	72.900 148.000	
2	7,50	1/2 Wand 1. OG	148.000	382.000
		Decke + quasi-ständige NL 1/2 Wand EG	72.900 160.000	
1	3,50	1/2 Wand EG	160.000	467.000
		Decke + quasi-ständige NL 1/2 Wand KG	128.000 178.000	
Gesamtmasse				1.500.000

Die Erdbebenersatzkraft kann ausgerechnet werden:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0,90 \cdot 1.500.000 \cdot 0,85 \cdot 10^{-3} = 1.150 \text{ kN} \quad (5.31)$$

Aufteilung der Erdbebenkraft auf die Geschosse unter Annahme linear zunehmenden Horizontalverschiebungen, nach Gleichung (4.11):

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\Sigma z_j \cdot m_j} \quad (5.32)$$

mit:

F_i ... am Geschoss i angreifende Horizontalkraft in kN
 z_i, z_j ... Höhe der Massen über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift in m
 m_i, m_j ... Masse pro Geschoss in kg

Tabelle 5-21: Aufteilung der Erdbebenkraft auf die Geschosse

	z_i [m]	m_i [kg]	$m_i \cdot z_i$ [kg · m]	F_i [kN]
F₅	18,2	40.500	737.000	64,0
F₄	15,3	264.000	4.040.000	350
F₃	11,5	348.000	4.000.000	346
F₂	7,50	382.000	2.860.000	248
F₁	3,50	467.000	1.630.000	141
Σ	0,00	1.500.000	13.300.000	1.150

KAPITEL 6: ZUSAMMENFASSUNG

Das Ziel dieser Arbeit war es, eine konstruktive Grundlage für die modulare Nachverdichtung von Gründerzeitgebäuden mit Holz zu schaffen. Im Zusammenhang mit dem Umbau bzw. der Aufstockung historischer Bausubstanz ist es zunächst wichtig, sich einen Überblick über die rechtlichen Rahmenbedingungen zu verschaffen, die in Kapitel 2 dargestellt wurden.

Um die neue Holzkonstruktion statisch-konstruktiv in die bestehende historische Struktur zu integrieren, ohne diese zu beschädigen, war eine Analyse der bestehenden Gebäude notwendig. Als Teil der Analyse wurde eine umfangreiche Literaturrecherche zu historischen Gebäuden im deutschsprachigen Raum durchgeführt und in Kapitel 3 vorgestellt. Der Schwerpunkt der Recherche lag auf Gründerzeitgebäude, die in Österreich als weit verbreiteter Altbautyp gelten. Die Grazer Bauordnungen aus den Jahren 1856, 1867, 1875 und 1881 gaben dabei einen wichtigen Einblick in die Bauvorschriften aus dieser Zeit. Vorschriften über Wandstärken, Deckenarten, Stockwerkanzahl, Gebäudehöhe, Raumhöhe etc. wurden vorgestellt und anschließend mit Plänen von Grazer Gründerzeitgebäuden verglichen und überprüft. Anhand von 38 Gebäuden und deren Originalplänen aus dem Grazer Stadtarchiv [27] wurden weitere Randbedingungen, wie geometrische Daten und Bauteile, analysiert. Dies bildete die Grundlage für die weitere detaillierte Analyse der konstruktiven Elemente. Der erste Teil der Detailanalyse bezog sich auf die Gebäudegrundrisse. Aus den 38 bereits erwähnten Gebäudepläne und weiteren 33 Plänen aus [2], wurden drei Grundtypen von Grundrissen herausgearbeitet: rechteckiger Grundriss (Typ 1), rechteckiger Grundriss mit einem hofseitigem Risalit (Typ 2) und ein Eckgebäude (Typ 3).

Diese Grundrisse geben auch Aufschluss über die typischen Erschließungsarten der Gebäude, was für die Gestaltung des neuen Wohnraums im Dachbereich von Relevanz ist. In der weiteren Analyse wurde die vertikale Struktur des Gebäudes untersucht. Gründerzeitgebäude hatten spezifische Bezeichnungen für die Geschosse, wie Beletage, Mezzanin, Souterrain, Parterre usw., die jeweils bestimmte Geschosshöhen aufweisen. Ein wichtiger Aspekt des architektonischen Erbes ist die Fassade, die im Falle eines Umbaus oder einer Aufstockung des Dachgeschosses erhalten bleiben soll. Aus diesem Grund werden die grundlegenden Fassadenelemente vorgestellt und beschrieben. In einem weiteren Abschnitt des Kapitels 3 wurde auch auf deren Befestigung im Mauerwerk eingegangen.

Den Hauptteil dieses Kapitels bildete die anschließende Analyse der Konstruktionselemente der Gründerzeitgebäude. Dabei wurden zunächst die typischen Fundamentarten, das Streifenfundament und die Pfahlgründung sowie die damaligen Bodenklassifizierungen „schlechter“, „minder guter“ und „guter“ Baugrund vorgestellt. Anschließend wurden die Deckentypen für die einzelnen Geschosse analysiert. In den Kellergeschossen finden sich verschiedene Arten von Gewölbedecken, die sich aufgrund ihrer Bogenform besonders gut für die Abtragung von hohen Lasten aus den oberen Geschossen eignen. In den Zwischengeschossen befinden sich Tramdecken, wobei die häufigste Ausführung die Tramdecke mit Einschub ist. Für die statische Lastabtragung sind die Lagerung der Tramdecken, ihre Verankerung sowie ihre Balkenlagen von Bedeutung. Die Decke besteht aus einzelnen Balken, die auf der Außen- und Mittelwand gelagert sind. Im Bereich um die Kamine und dem Stiegenhaus wurden Wechselbalken verwendet, die mittels Zapfenverbindungen und Eisenklammern mit den restlichen Balken verbunden wurden. Eine Verankerung der Balken an die tragende Außenwand, sowie auch an die Giebelwand war notwendig. Daher sind Kopf-(Balken-) sowie Giebelanker zum Einsatz gekommen. Im obersten Geschoss wurde die Dippelbaumdecke eingesetzt, die aufgrund ihrer hohen Tragfähigkeit für die Aufnahme von Trümmerlasten im Brandfall vorgesehen war. Eine entscheidende Rolle spielt das Ziegelmauerwerk, das zusätzliche Auflasten der neuen Konstruktion aufnehmen muss. Dazu wurden die Eigenschaften der historischen Ziegel und des Mörtels sowie des Mauerwerks untersucht. Bei der Erhebung der Materialkennwerte der Ziegel und des Mörtels war die Berücksichtigung der historischen

Sicherheitskonzepte von Bedeutung, da sich die Werte aus der Literatur häufig auf das deterministische Sicherheitskonzept beziehen und somit nicht mit den Prüfwerten auf Basis des semi-probabilistischen Konzepts verglichen werden können und folglich umgerechnet werden müssen. Des Weiteren wurden typische Ausführungsarten und Dimensionen von Kaminen behandelt, sowie die Befestigung der Fassadenelemente mit dem Fokus auf die Dachgesimse. Abschließend wurden in Kapitel 3 Dachkonstruktionen der Gründerzeit behandelt. Dabei wurde auf die Unterscheidung von Sparren- und Pfettendachkonstruktion eingegangen und typische Dachwerkarten der Gründerzeit in Graz und Wien sowie ihre entsprechenden Verbindungen dargestellt.

In weiterer Folge wurden in Kapitel 4 fünf aufgenommene Dachtragwerke von Grazer Gründerzeitgebäude analysiert. Dabei wurde ein Überblick über die historischen Eckdaten sowie eine Beschreibung des Tragwerks und der Verbindungen des jeweiligen Dachtragwerks gegeben. Für alle Dachtragwerke wurden die vorgefundenen Schäden dargestellt und anschließend eine Zustandsbeurteilung nach dem Beurteilungsschema von Meisel [1] durchgeführt. Bei instandsetzungsbedürftigen Dachtragwerken wurde eine entsprechende Instandsetzungsmaßnahme vorgeschlagen. Abschließend wurden die einzelnen Dachtragwerke miteinander verglichen wobei die häufigsten Schadenstellen identifiziert wurden.

Im letzten Kapitel wurden die ständigen, veränderlichen und außergewöhnlichen Lasten für das Objekt in der Humboldtstraße 10 ermittelt. Die Lastaufstellung dient dabei als Grundlage für eine weitere Modellierung des Gebäudes und statische Untersuchung.

ANHANG A VERZEICHNISSE

A-1 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1:	Schutzgebiet nach dem GAEG [3]	4
Abbildung 3-1:	Ein Zinshaus in Graz [20]	6
Abbildung 3-2:	Stadterweiterung von Graz [22]	7
Abbildung 3-3:	Schnitt eines Gründerzeitobjektes mit den üblichen Abmessungen.....	11
Abbildung 3-4:	Blockrandbebauung Herz-Jesu Viertel in Graz [28]	13
Abbildung 3-5:	Mögliche Bauformen von Gründerzeithäusern [29]	13
Abbildung 3-6:	Palais Kottulinsky, Beethovenstraße 9, Graz	14
Abbildung 3-7:	Zinshaus, Elisabethstraße 27, Graz	14
Abbildung 3-8:	Typische Grazer Grundrissformen – Typ 1-A und Typ 1-B	15
Abbildung 3-9:	Typische Grazer Grundrissformen – Typ 2 und 3.....	15
Abbildung 3-10:	Geschossbezeichnungen und typische Raumhöhen von Gründerzeitgebäuden [29]	16
Abbildung 3-11:	Fassade eines Gründerzeitgebäudes [34].....	18
Abbildung 3-12:	Erker des Gebäudes in Elisabethstraße	19
Abbildung 3-13:	diverse Fassadenelemente von Gründerzeithäusern in Graz	20
Abbildung 3-14:	Konstruktionselemente eines Gründerzeithauses	21
Abbildung 3-15:	Beispiele der Streifenfundamente von Gründerzeithäusern [35] [40].....	22
Abbildung 3-16:	Gründung mit Holzpfehlen [35]	23
Abbildung 3-17:	freigelegtes Fundament und Sanierungsmaßnahme eines Gründerzeithauses [44].....	23
Abbildung 3-18:	Lastabtragungsarten Decken [51].....	24
Abbildung 3-19:	links: Kappengewölbe [53]; rechts: Preußische Kappe [54]	25
Abbildung 3-20:	Gründerzeit – Gewölbedecken; links: Tonnengewölbe; rechts: Preußische Kappe [50]	25
Abbildung 3-21:	Verbände bei gemauerten Gewölbedecken, ½ Stein dick; von links nach rechts: Kufmauerung, Schwalbenschwanz, Moller'sche Mauerung [42]	26
Abbildung 3-22:	Aufbau – Gewölbedecke; oben: Kappengewölbe; unten: Preußische Kappe [50].....	26
Abbildung 3-23:	Gewölbedecke – allgemeine Bezeichnungen [55]	27
Abbildung 3-24:	Aufbau eines Windelbodens.....	28
Abbildung 3-25:	Beispiel einer Kreuzstakendecke [50]	29
Abbildung 3-26:	Einschubdecke mit Schwarten [50]	29
Abbildung 3-27:	gewöhnliche Tramdecke [59].....	29
Abbildung 3-28:	Fehltramdecke [59].....	30
Abbildung 3-29:	Tramtraversendecke [40].....	30

Abbildung 3-30:	links: Darstellung der sich pro Geschoss ändernden Spannrichtung von Tramdecken anhand eines Gebäudeschnittes; rechts: Bezeichnungen der Balkenlage für einen Eckgrundriss [50].....	31
Abbildung 3-31:	Mögliche statische Systeme der Decken	31
Abbildung 3-32:	Verbindung zwischen Wechselbalken und durchgehender Balken – Brustzapfen [50].....	32
Abbildung 3-33:	Dimensionen der Deckenbalken/Angaben zur Bauzeit [40].....	32
Abbildung 3-34:	Dippelbaumdecke	33
Abbildung 3-35:	Dippelbaumdecke mit.....	33
Abbildung 3-36:	Aufbauvarianten; oben: Dippelbaumdecke mit Holzfußboden; unten: Dippelbaumdecke mit Ziegelpflaster	34
Abbildung 3-37:	Auflagerungsarten; links: in eine Mauerwerknische; rechts: auf die Mauerwerksauskragung [42].....	35
Abbildung 3-38:	links: Anker aus Schiene und Splint [64]; rechts: Zieranker [65]	35
Abbildung 3-39:	links: Kopfanker [50]; rechts: Zugstoß [35]	36
Abbildung 3-40:	Giebelanker [50].....	36
Abbildung 3-41:	Wände und Kamine am Beispiel eines Gründerzeithauses.....	37
Abbildung 3-42:	Wienerberger Ziegel mit Stempel (eigene Aufnahme im Archiv der Fa. Wienerberger).....	38
Abbildung 3-43:	Entkopplung der Rauchfänge; Tramdecke [79], Dippelbaumdecke [80], Gewölbedecke [50].....	45
Abbildung 3-44:	weiter und enger Kamin [35].....	45
Abbildung 3-45:	Von der „Lochfassade“ zur fertigen Fassade [81].....	47
Abbildung 3-46:	Beispiel von Fassadenelementen aus Werkstein im Fensterbereich [35]	47
Abbildung 3-47:	Befestigungspunkte der Fassadenelemente im Fensterbereich [81]	48
Abbildung 3-48:	Befestigung des Sohlbankelementes [81]	48
Abbildung 3-49:	Befestigung der Konsole im Fensterbereich [81]	48
Abbildung 3-50:	Fassadenschnitt eines Wohnhauses, Bauzeit um 1871 [35].....	49
Abbildung 3-51:	Gemauerte Gesimse mit Putz [52] [35]	50
Abbildung 3-52:	Gemauerte Gesimse als Sichtmauerwerk [35].....	51
Abbildung 3-53:	Vorgefertigte Formziegel von Wienerberger [82]	51
Abbildung 3-54:	Verankerung von gemauerten Gesimsen; links und mitte: Verankerung mit Profilstahl [52]; rechts: Verankerung mit einem Rost aus Flachstählen [35]	51
Abbildung 3-55:	Hauptgesims mit Terrakotta-Konsole, Bauzeit 1876 [35]	52
Abbildung 3-56:	Vorgefertigte Hohlelemente von Wienerberger [82].....	52
Abbildung 3-57:	Wienerberger Fassadenelement aus gebranntem Ton (eigene Aufnahme im Archiv der Fa. Wienerberger).....	52
Abbildung 3-58:	Verankerung der Terrakotten [35] [83]	53
Abbildung 3-59:	Verankerung von Stuckgesimsen; links: Nagelung, Ankerhaken, Verrödelung; rechts: Putzgesims mit Konsole aus Gips [35]	53

Abbildung 3-60:	links: profilierte Hängeplatte; rechts von oben nach unten: Läufer und Binder [35]	53
Abbildung 3-61:	Selbsttragende Werksteingesimse; links: liegende Hängeplatte, die die Außenwand komplett überdeckt; rechts: Mischkonstruktion aus einer kleineren Platte, Bruchstein und Mauerstein [35]	54
Abbildung 3-62:	Dreidimensionale Darstellung eines rückverankerten Gesimses [84]	54
Abbildung 3-63:	Geometrie des Gesimses	55
Abbildung 3-64:	Geometrie des Gesimses	56
Abbildung 3-65:	Geometrie eines Gesimses mit	57
Abbildung 3-66:	links: Geometrie des Gesimses mit Verankerung; rechts: Einzugsfläche des rückhaltenden Mauerwerks zur Lagesicherung des Gesimses	57
Abbildung 3-67:	links: Geometrie des verankerten Gesimses; rechts: Einzugsfläche des rückhaltenden Mauerwerks zur Lagesicherung des Gesimses mit der Einflussbreite von 1,00 m	59
Abbildung 3-68:	Grazer Dachlandschaft [86]	60
Abbildung 3-69:	Dachformen [55]	61
Abbildung 3-70:	Allgemeine Bezeichnungen des Daches [90]	61
Abbildung 3-71:	Anhaltswerte für die Einordnung der Dächer nach der Dachneigung [89]	61
Abbildung 3-72:	Aufteilung Sparren- und Pfettendächer	62
Abbildung 3-73:	statisches System eines Sparrendachs [63]	62
Abbildung 3-74:	statisches System eines Pfettendachs [63] [91]	63
Abbildung 3-75:	Kehlbalkendach mit zweifach stehendem Stuhl [63]	63
Abbildung 3-76:	Sparrenbeanspruchung: Verformungen und Biegemomente [91]	64
Abbildung 3-77:	Pfettenbeanspruchung ohne und mit Kopfbändern [91]	64
Abbildung 3-78:	Vollgespärre des „Grazer Dachstuhls“ und „Wiener Hängewerks“	65
Abbildung 3-79:	Knoten des Dachwerks eines Gründerzeitgebäudes in Graz	65
Abbildung 3-80:	Lage der typischen Verbindungen in dem „Grazer Dachstuhl“	66
Abbildung 3-81:	Lage der typischen Verbindungen in dem „Wiener Hängewerk“	66
Abbildung 3-82:	Beispiel einer Stoßverbindung -stumpfer Stoß ohne Verbindungsmittel	66
Abbildung 3-83:	Beispiel einer Überblattung: Weißschwanz	67
Abbildung 3-84:	Verbindung der Strebe mit der Zange als schräger Halbkamm	67
Abbildung 3-85:	Zapfenverbindung und Lagesicherung mit Holznagel im Firstpunkt	67
Abbildung 3-86:	Fersenversatz	68
Abbildung 3-87:	Klaue im Verbindungspunkt der Mauerbank und des Sparrens	68
Abbildung 3-88:	links: Holznagel [93]; mitte: Eisenklammer [96]; rechts: schmiedeeiserner Band, mit Bolzen gesichert	68
Abbildung 3-89:	links: Biberschwanzziegel [97]; mitte: Dachlattenbefestigung; rechts: typische Dachlatten	69
Abbildung 4-1:	Lage der aufgenommenen Dachkonstruktionen [3]	72

Abbildung 4-2:	Ansicht des Objektes „Laimburggasse 19“	74
Abbildung 4-3:	Errichtung von zwei benachbarten Objekten 2012 [100]	74
Abbildung 4-4:	Ansicht und Schnitt des Gebäudes in der Laimburggasse 19 (1862) [27].....	75
Abbildung 4-5:	Schnitt und Grundrisse des Gebäudes in der Laimburggasse 19 (1862) [27].....	76
Abbildung 4-6:	3D-Modell des Dachwerkes in der Laimburggasse 19	77
Abbildung 4-7:	Innenansicht des Dachwerkes in der Laimburggasse 19	77
Abbildung 4-8:	Vollgespärre des Dachwerkes in der Laimburggasse 19	78
Abbildung 4-9:	Stuhlwand des Dachwerkes in der Laimburggasse 19	78
Abbildung 4-10:	Stuhlwand des Dachwerkes in der Laimburggasse 19.....	78
Abbildung 4-11:	Sparrengrundriss des Dachwerkes in der Laimburggasse 19	79
Abbildung 4-12:	Beispiel der Halbkamm-Verbindung des Dachwerkes in der Laimburggasse 19; links: Foto der Halbkamm-Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Halbkamm-Verbindung	80
Abbildung 4-13:	Beispiel des schrägen Zapfens im Dachwerk in der Laimburggasse 19; links: Foto der Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Zapfenverbindung....	81
Abbildung 4-14:	Beispiel einer Überblattung des Dachwerkes in der Laimburggasse 19; links: Foto der Überblattung; rechts: axonometrische Darstellung der Überblattung.....	81
Abbildung 4-15:	Beispiel einer Weißschwanzverbindung des Dachwerkes in der Laimburggasse 19; links: Foto der Weißschwanzverbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Weißschwanzverbindung.....	81
Abbildung 4-16:	Einmauerung des Vollgespärres im Bereich des Stiegenhauses; rechts: Feuchtemessgerät.....	82
Abbildung 4-17:	Feuchtigkeitsmessungen mit GANN Hydromette 4050 im freigelegten Doppelbaumbereich; links: Messwerte; rechts: GANN Hydromette bei Messung M1	82
Abbildung 4-18:	Bohrwiderstandsdiagramm der Doppelbaumdecke (B1)	83
Abbildung 4-19:	Innenansicht Sparrenverstärkung.....	83
Abbildung 4-20:	Außenansicht Kamin	83
Abbildung 4-21:	Weißschwanzverbindung; links: Prinzip der Kraftübertragung; rechts: klaffende Verbindung	84
Abbildung 4-22:	Widerstandsbohrung an der Weißschwanzverbindung von Strebe und Kehlbalken in Achse 3-3.....	84
Abbildung 4-23:	geringfügige Schiefstellung der Stuhlsäulen; links: Richtung Innenhof; rechts: straßenseitig	84
Abbildung 4-24:	entfernte Kopfbänder, links Achse 5-5, rechts Achse 4-4	85
Abbildung 4-25:	Überblattung der Stuhlsäule und Strebe, rechts: Ansicht der Klaffung ca. 3,0 cm	85
Abbildung 4-26:	Widerstandsbohrung an der Überblattung der Stuhlsäule und Strebe	85
Abbildung 4-27:	Verschmutzung der Bauteile	86
Abbildung 4-28:	Instandsetzungsmaßnahme mit Bolzen und Unterlegscheibe bei der klaffenden Weißschwanzverbindung.....	87
Abbildung 4-29:	Instandsetzung der klaffenden Überblattung mit Bolzen und Unterlegscheibe.....	87

Abbildung 4-30:	Ansicht des Objektes „Leonhardstraße 6“	88
Abbildung 4-31:	Reklame Leonhardgasse, 1864, Familienchronik Eichler [101]	88
Abbildung 4-32:	Ansichtsplan des Gebäudes in der Leonhardstraße 6 [101]	89
Abbildung 4-33:	3D-Modell des Dachwerks in der Leonhardstraße 6 [101]	90
Abbildung 4-34:	Innenansicht des Dachwerks in der Leonhardstraße 6 [101].....	90
Abbildung 4-35:	Vollgespärre des Dachwerkes in der Leonhardstraße 6	91
Abbildung 4-36:	Stuhlwand des Dachwerkes in der Leonhardstraße 6.....	91
Abbildung 4-37:	Sparregrundriss des Dachwerks in der Leonhardstraße 6	92
Abbildung 4-38:	Beispiel des einfachen Zapfens bei der Verbindung des Mauerbankriegels mit dem Wechselbalken des Dachwerks in der Leonhardstraße 6; links: Foto der Verbindung [102]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung.....	93
Abbildung 4-39:	Beispiel des einfachen Zapfens bei der Verbindung der Stuhlsäule mit dem Mauerbankriegel des Dachwerks in der Leonhardstraße 6; links: Foto der Verbindung [102]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung.....	93
Abbildung 4-40:	Beispiel des schrägen Zapfens am Kopfband des Dachwerks in der Leonhardstraße 6; links: Foto der Verbindung [102]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung	94
Abbildung 4-41:	Beispiel des einfachen Zapfens bei der Eckverbindung der Bundtrame des Dachwerks in der Leonhardstraße 6; links: Foto der Verbindung [102]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung	94
Abbildung 4-42:	Insektenbefall bei dem Mauerbankriegel [102].....	95
Abbildung 4-43:	Bohrwiderstandsmessung an der Mauerbankriegel bei Achse 1-1	95
Abbildung 4-44:	Querschnittreduzierung der Stuhlsäule; links: Foto der Stuhlsäule [102]; rechts: Abmessungen der Ausschnitte	95
Abbildung 4-45:	Foto der klaffenden Verbindung des Wechselbalkens mit dem Bundtram [102]	96
Abbildung 4-46:	Bohrwiderstandsmessung bei der Verbindung Mauerbankriegel-Wechselbalken	96
Abbildung 4-47:	Ansicht des Objektes „Humboldtstraße 10“	98
Abbildung 4-48:	Ansicht des Gebäudes in der Humboldtstraße 10 (1887) [27]	98
Abbildung 4-49:	Schnitt des Gebäudes in der Humboldtstraße 10 (1887) [27]	99
Abbildung 4-50:	3D-Modell des Dachwerks in der Humboldtstraße 10	100
Abbildung 4-51:	Innenansicht des Dachwerks in der Humboldtstraße 10 [103].....	100
Abbildung 4-52:	Vollgespärre des Dachwerks in der Humboldtstraße 10	101
Abbildung 4-53:	Stuhlwand des Dachwerks in der Humboldtstraße 10.....	101
Abbildung 4-54:	Sparregrundriss des Dachwerks in der Humboldtstraße 10.....	102
Abbildung 4-55:	Beispiel des schrägen Zapfens mit Holznagel im Dachwerk in der Humboldtstraße 10; links: Foto der Verbindung [103]; rechts: axonometrische Darstellung des schrägen Zapfens.....	103
Abbildung 4-56:	Beispiel des einfachen Zapfens im Dachwerk in der Humboldtstraße 10; links: Foto der Verbindung [103]; rechts: axonometrische Darstellung des einfachen Zapfens	103

Abbildung 4-57:	Beispiel des Scherzapfens im Dachwerk in der Humboldtstraße 10; links: Foto der Firstverbindung [103]; rechts: axonometrische Darstellung des „Scherzapfen“	104
Abbildung 4-58:	Beispiel des schrägen Zapfens im Dachwerk in der Humboldtstraße 10; links: Foto der Verbindung [103]; rechts: axonometrische Darstellung des schrägen Zapfens	104
Abbildung 4-59:	Foto der Verbindung des Kehlbalkens mit dem Rähm [103]	104
Abbildung 4-60:	Fäulnisschaden der Mauerbank [103].....	105
Abbildung 4-61:	Bohrwiderstandsmessung – Mauerbank	105
Abbildung 4-62:	Klaffende Weißschwanzverbindung [103]	105
Abbildung 4-63:	Ansicht des Objekts in der Conrad-von-Hötendorf-Straße 56.....	107
Abbildung 4-64:	Ansicht und Schnitt des Gebäudes in der Conrad-von-H.-Straße 56 (1891) [27]	107
Abbildung 4-65:	links: Foto des Gebäudes mit der neuen Fassade in der Conrad-v.-H.-Straße 56 (1988); rechts: Dokumentierung der Bombenschäden [27].....	108
Abbildung 4-66:	Grundrisse des Gebäudes in der Conrad-v.-H.-Straße 56 (1891) [27].....	108
Abbildung 4-67:	3D-Modell des Dachwerkes in der Conrad-von-Hötendorf-Straße 56	109
Abbildung 4-68:	Innenansicht des Dachwerkes in der Conrad-von-Hötendorf-Straße 56	109
Abbildung 4-69:	Vollgespärre des Dachwerkes in der Conrad-von-Hötendorf-Straße 56	110
Abbildung 4-70:	Stuhlwand des Dachwerkes in der Conrad-von-Hötendorf-Straße 56.....	110
Abbildung 4-71:	Sparregrundriss des Dachwerkes in der Conrad-v.-H.-Straße 56.....	111
Abbildung 4-72:	Beispiel des „schrägen Blattes“; links: Foto der Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung	112
Abbildung 4-73:	Beispiel einer Aufklauung; links: Foto der Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung.....	112
Abbildung 4-74:	Beispiel einer Weißschwanz- und Vollkamm-Verbindung; links: Foto der Verbindung; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung.....	113
Abbildung 4-75:	Insektenbefall und Fäulnisschäden bei der Mauerbank.....	113
Abbildung 4-76:	Bohrwiderstandsmessungen an der Mauerbank	113
Abbildung 4-77:	Fäulnisschäden bei dem Bundtram	114
Abbildung 4-78:	Bohrwiderstandsmessungen Bundtram; oben: obere Seite des Bundtrams; unten; untere Seite des Bundtrams.....	114
Abbildung 4-79:	Verdrehung des Kehlbalkens	114
Abbildung 4-80:	Verschmutzung der Fußpunkte des Dachwerkes	115
Abbildung 4-81:	Instandsetzung der beschädigten Mauerbank, nach Ortner [95].....	116
Abbildung 4-82:	Ansicht auf das Gebäude „Bergmanngasse 19“	117
Abbildung 4-83:	Ansicht und Schnitt des Gebäudes in der Bergmanngasse 19 [104].....	118
Abbildung 4-84:	Grundriss des Dachgeschosses des Gebäudes in der Bergmanngasse 19 [104]	118
Abbildung 4-85:	3D-Modell des Dachwerkes in der Bergmanngasse 19 [105]	119
Abbildung 4-86:	Innenansicht des Dachwerkes in der Bergmanngasse 19 [105].....	119

Abbildung 4-87:	Vollgespärre des Dachwerks in der Bergmannngasse 19.....	120
Abbildung 4-88:	Stuhlwand des Dachwerks in der Bergmannngasse 19.....	120
Abbildung 4-89:	Sparrengrundriss des Dachwerks in der Bergmannngasse 19.....	121
Abbildung 4-90:	Beispiel einer Vollkammverbindung bei dem Dachwerk in der Bergmannngasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung.....	122
Abbildung 4-91:	Beispiel eines schrägen Halbkamms bei dem Dachwerk in der Bergmannngasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung.....	122
Abbildung 4-92:	Beispiel des einfachen Zapfens mit Eisenverhängung bei dem Dachwerk in der Bergmannngasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung.....	123
Abbildung 4-93:	Beispiel eines hakenförmigen Eckblattes bei dem Dachwerk in der Bergmannngasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung.....	123
Abbildung 4-94:	Beispiel des schrägen Zapfens bei dem Dachwerk in der Bergmannngasse 19; links: Foto der Verbindung [105]; rechts: axonometrische Darstellung der Verbindung.....	123
Abbildung 4-95:	Lageverschobene Strebe; links: Achse 1-1; rechts: Achse 3-3 [105].....	124
Abbildung 4-96:	links: lageverschobener Sparren; rechts: Schaden am Sparren im Traufenbereich [105].....	124
Abbildung 4-97:	Sparren mit geringfügigem Fäulnisschaden [105].....	125
Abbildung 4-98:	Bohrwiderstandsmessung im Sparren; oben: horizontal; unten: vertikal [105].....	125
Abbildung 4-99:	Hausbockbefall an der Fußpfette [105].....	125
Abbildung 4-100:	Bohrwiderstandsmessung an der Fußpfette mit Verdacht auf Insektenbefall [105].....	125
Abbildung 4-101:	Mittelpfette Schaden am Auflager zur Giebelwand [105].....	126
Abbildung 4-102:	Bohrwiderstandsmessung an der Mittelpfette beim Auflager zur Giebelwand [105].....	126
Abbildung 5-1:	Schnitt des Objektes.....	133
Abbildung 5-2:	Grundriss des Kellergeschosses.....	134
Abbildung 5-3:	Grundriss des Erdgeschosses.....	135
Abbildung 5-4:	Grundriss des 1. Obergeschosses.....	136
Abbildung 5-5:	Grundriss des 2. Obergeschosses.....	137
Abbildung 5-6:	Erddruckeinwirkung auf die Kelleraußenwand.....	140
Abbildung 5-7:	Schneelast auf ein Satteldach [111].....	141
Abbildung 5-8:	Druck auf Oberflächen lt. ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113].....	142
Abbildung 5-9:	Einteilung der Wandflächen lt. ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [113].....	143
Abbildung 5-10:	Einteilung der Wandflächen lt. ÖNORM EN 1991-1-4:2011 [113].....	144
Abbildung 5-11:	Aufteilung der Dachflächen für die Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$ [113].....	146
Abbildung 5-12:	Aufteilung der Dachflächen für die Anströmrichtung $\theta = 90^\circ$ [113].....	147

Abbildung 5-13:	Aufteilung der Flächen in Anlehnung an Bild 7.9 aus ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] Anströmrichtung parallel zum First des Satteldaches ($\theta = 90^\circ$).....	148
Abbildung 5-14:	Aufteilung der Flächen in Anlehnung an Bild 7.9 aus ÖNORM EN 1991-1-4: 2011 [113] Anströmrichtung senkrecht zum First des Satteldaches ($\theta = 0^\circ$)	148
Abbildung 5-15:	Massenverteilung.....	151

A-2 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3-1:	Umwandlung der Maßeinheiten	7
Tabelle 3-2:	Mauerstärken lt. Bauordnung Graz 1856 [24].....	8
Tabelle 3-3:	Mauerstärken lt. Bauordnung Graz 1875 [24].....	9
Tabelle 3-4:	Vergleich der Vorschriften der Grazer Bauordnungen.....	9
Tabelle 3-5:	Geometrische Abmessungen von Gründerzeithäusern in Graz [27]	12
Tabelle 3-6:	zulässige Bodenpressungen für Streifenfundamente	24
Tabelle 3-7:	Historische Bemessungswerte für Kappengewölbe [42].....	27
Tabelle 3-8:	Historische Bemessungswerte für Preußische Kappen [50].....	27
Tabelle 3-9:	Dimensionierung der Balken 1872 [50]	32
Tabelle 3-10:	Lastansätze Tramdecke lt. ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61]	33
Tabelle 3-11:	Lastansätze Dippelbaumdecke lt. ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61]	34
Tabelle 3-12:	Ziegelformate des 19. Jahrhunderts in Österreich [70]	38
Tabelle 3-13:	Steinfestigkeiten zur Bauzeit [59]	39
Tabelle 3-14:	Prüfwerte alter Mauerziegel aus der Wiener Gründerzeit [71]	39
Tabelle 3-15:	Prüfwerte alter Mauerziegel [71].....	40
Tabelle 3-16:	Mechanische Kennwerte von Mauermörteln, Angaben um 1900 [52].....	40
Tabelle 3-17:	Zulässige Druckspannungen für Mauerwerk aus künstlichen Steinen [43]	41
Tabelle 3-18:	Vergleich der Mauerwerksdruckfestigkeiten.....	44
Tabelle 3-19:	Kaminquerschnitte [59].....	46
Tabelle 4-1:	Zustandsbeurteilungsschema für hölzerne, historische Dachtragwerke in Graz lt. Meisel [63].....	71
Tabelle 4-2:	allgemeine Daten der erfassten Dachwerke [99].....	73
Tabelle 4-3:	Wanddicken des Objektes in der Laimburggasse 19 [27]	75
Tabelle 4-4:	aufgenommene Querschnittsabmessungen.....	79
Tabelle 4-5:	Verbindungen des Dachwerks in der Laimburggasse 19	80
Tabelle 4-6:	Zustandsbeurteilung Laimburggasse 19	86
Tabelle 4-7:	Wanddicken des Objektes in der Leonhardstraße 6	89
Tabelle 4-8:	aufgenommene Querschnittsabmessungen des Dachwerks in der Leonhardstraße 6.....	91
Tabelle 4-9:	Verbindungen des Dachwerkes in der Leonhardstraße 6	92
Tabelle 4-10:	Zustandsbeurteilung Leonhardstraße 6.....	97
Tabelle 4-11:	Wanddicken des Objektes in der Humboldtstraße 10.....	99
Tabelle 4-12:	aufgenommene Querschnittsabmessungen.....	101
Tabelle 4-13:	Verbindungen des Dachwerkes in der Humboldtstraße 10	102
Tabelle 4-14:	Zustandsbeurteilung Humboldtstraße 10.....	106

Tabelle 4-15:	Wanddicken des Objektes in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56.....	109
Tabelle 4-16:	aufgenommene Querschnittsabmessungen	110
Tabelle 4-17:	Verbindungen des Dachwerks in der Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56	111
Tabelle 4-18:	Zustandsbeurteilung Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56.....	115
Tabelle 4-19:	Wanddicken des Objektes in der Bergmannngasse 19	118
Tabelle 4-20:	aufgenommene Querschnittsabmessungen	120
Tabelle 4-21:	Verbindungen des Dachwerks in der Bergmannngasse 19.....	121
Tabelle 4-22:	Zustandsbeurteilung Bergmannngasse 19.....	127
Tabelle 4-23:	Vergleich der Gebäudedaten.....	128
Tabelle 4-24:	Vergleich der Dachmerkmale	129
Tabelle 4-25:	Zusammenfassung der Dachverbindungen „Grazer Dachstühle“.....	129
Tabelle 4-26:	Zusammenfassung der vorgefundenen Schäden	130
Tabelle 4-27:	Vergleich der Zustandsbeurteilung nach [63] und Instandsetzungsmaßnahmen.....	131
Tabelle 5-1:	Eigenlasten von Bestandsdecken	138
Tabelle 5-2:	Zusammenfassung der Flächenlasten aus Eigengewicht	139
Tabelle 5-3:	Eigengewicht der Dachdeckung nach ÖNORM B 1991-1-1:2017 [61].....	139
Tabelle 5-4:	Nutzlasten	141
Tabelle 5-5:	Interpolation der Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Anströmrichtung senkrecht zum First.....	144
Tabelle 5-6:	Außendrucke w_e für die Außenflächen für die Anströmrichtung senkrecht zum First... 144	
Tabelle 5-7:	Interpolation der Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Anströmrichtung parallel zum First.....	145
Tabelle 5-8:	Außendrucke w_e für die Außenflächen für die Anströmrichtung parallel zum First	145
Tabelle 5-9:	minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung senkrecht zum First ($\theta = 0^\circ$)	145
Tabelle 5-10:	minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung parallel zum First ($\theta = 90^\circ$).....	145
Tabelle 5-11:	Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Anströmrichtung senkrecht zum First ($\theta = 0^\circ$)	146
Tabelle 5-12:	Außendrucke w_e für die Dachflächen für die Anströmrichtung senkrecht zum First.....	147
Tabelle 5-13:	Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Anströmrichtung parallel zum First ($\theta = 90^\circ$)	147
Tabelle 5-14:	Außendrucke $w_{e,i,k}$ für die Dachflächen für die Anströmrichtung parallel zum First ($\theta = 90^\circ$)	147
Tabelle 5-15:	Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für die Dachflächen der Gaube ($\theta = 0^\circ$ & $\theta = 90^\circ$)	149
Tabelle 5-16:	Außendrucke $w_{e,i,k}$ für die Dachflächen der Gaube ($\theta = 0^\circ$ & $\theta = 90^\circ$)	149
Tabelle 5-17:	minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung senkrecht zum First ($\theta = 0^\circ$)	150
Tabelle 5-18:	minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung parallel zum First ($\theta = 90^\circ$).....	150

Tabelle 5-19: minimaler und maximaler resultierender Winddruck auf die Dachflächen für die Anströmrichtung senkrecht und parallel zum First ($\theta = 0^\circ$ & $\theta = 90^\circ$)	150
Tabelle 5-20: Massenermittlung zur Bestimmung der Erdbebenkraft	152
Tabelle 5-21: Aufteilung der Erdbebenkraft auf die Geschosse	153

A-3 Literaturverzeichnis

- [1] A. Meisel, Historische Dachwerke – Beurteilung, realitätsnahe statische Analyse und Instandsetzung. Dissertation, Technische Universität Graz, 2015.
- [2] I. Pirstinger, Gründerzeitstadt 2.1, Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2013.
- [3] Land Steiermark, „Grazer Altstadterhaltungsgesetz, GAEG 2008,“ [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000162>. [Zugriff am 15. 11. 2022].
- [4] Bundesrecht, Denkmalschutzgesetz, Fassung vom 19.01.2023, [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=Bundesnormen&Gesetzesnummer=10009184>.
- [5] Land Steiermark, „Ortsbildgesetz,“ 1977. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000161>. [Zugriff am 28. 01. 2023].
- [6] Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik, OIB Richtlinie 1-6, Institut für Bautechnik, 2019.
- [7] Land Steiermark, „Steiermärkisches Baugesetz,“ 1995. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000070>. [Zugriff am 25. 01. 2023].
- [8] Land Steiermark, „Steiermärkisches Raumordnungsgesetz,“ 2010. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000069>. [Zugriff am 09. 03. 2023].
- [9] Stadtplanung Graz, „Stadtentwicklungskonzept Graz 4.02,“ 2018. [Online]. Available: https://www.ris.bka.gv.at/Dokumente/Gemeinderecht/GEMRE_ST_60101_A14_021042_2017/GEMRE_ST_60101_A14_021042_2017.html. [Zugriff am 09. 03. 2023].
- [10] Stadtplanung Graz, „Räumliches Leitbild (RLB) der Landeshauptstadt Graz,“ [Online]. Available: https://www.ris.bka.gv.at/Dokumente/Gemeinderecht/GEMRE_ST_60101_A14_004573_2018_0109/GEMRE_ST_60101_A14_004573_2018_0109.pdf. [Zugriff am 09. 03. 2023].
- [11] Stadtplanung Graz, „4.0 Flächenwidmungsplan,“ 2021. [Online]. Available: https://www.ris.bka.gv.at/Dokumente/Gemeinderecht/GEMRE_ST_60101_A14_022494_2020_0045/GEMRE_ST_60101_A14_022494_2020_0045.pdf. [Zugriff am 09. 03. 2023].
- [12] Land Steiermark, „Bebauungsdichteverordnung 1993,“ [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20000819>. [Zugriff am 09. 03. 2023].
- [13] Land Steiermark, „Steiermärkische Bautechnikverordnung 2015,“ [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrStmk&Gesetzesnummer=20001611>. [Zugriff am 09. 03. 2023].
- [14] Bundesrecht, „Richtlinien für die Durchführung des Überkommens zum Schutz des Kultur- und Naturerbes der Welt,“ 2015. [Online]. Available: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=Bundesnormen&Gesetzesnummer=10009863>. [Zugriff am 26. 03. 2023].
- [15] P. Fortmüller, Dachgeschossausbau in Grazer Gründerzeitobjekten: baurechtlich basierte Machbarkeitsstudien und Kostenkennwertermittlungen, Diplomarbeit, Technische Universität

- Graz: Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft, 2019.
- [16] Stadtplanung Graz, UNESCO Weltkulturerbe Graz Managementplan, Stadt Graz, 2013.
- [17] Bundesdenkmalamt, Standards der Baudenkmalpflege, Wien, 2015.
- [18] Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik, OIB-Richtlinie 3: Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz, Österreichisches Institut für Bautechnik, 2015.
- [19] Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik, OIB-Richtlinie 1: Leitfaden, Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken, Österreichisches Institut für Bautechnik, 2019.
- [20] H. Szekely, „Flickr,“ 2014. [Online]. Available: <https://www.flickr.com/photos/seky/14878284067>. [Zugriff am 02. 11. 2022].
- [21] M. P. Swittalek, Das Gründerzeithaus, Wien: Karl-Verlag, 2022.
- [22] S. Dimitriou, Stadterweiterung von Graz, Graz: Leykam-Verlag, 1979.
- [23] I. Pirstinger, Gründerzeitstadt 2.1, Dissertation, Doctoral School Architektur der Technischen Universität Graz, 2013.
- [24] P.-H. Marauschek, Graz, Strukturwandel einer Stadt im Lichte ihrer Bauvorschriften (1856-1968), Dissertation, Karl-Franzens-Universität Graz, Institut für Geschichte, 2010.
- [25] „Wien Geschichte Wiki,“ 02. 06. 2021. [Online]. Available: <https://www.geschichtewiki.wien.gv.at/>. [Zugriff am 15. 11. 2022].
- [26] „Österreichische Nationalbibliothek - ALEX Historische Rechts- und Gesetzestexte,“ 1872. [Online]. Available: <https://alex.onb.ac.at/cgi-content/alex?aid=rgb&datum=18720004&seite=00000029>. [Zugriff am 02. 03. 2023].
- [27] Stadtarchiv Graz, Original-Gebäudepläne (1850-1910), Graz.
- [28] „Google Maps,“ [Online]. Available: <https://www.google.com/maps/>. [Zugriff am 15. 12. 2022].
- [29] V. M. Karl Mazera, Bauplanung und Projekt, Wien : Manz Verlag Schulbuch GmbH, 2017.
- [30] „Wikipedia,“ [Online]. Available: https://de.wikipedia.org/wiki/Palais_Kottulinsky#/media/Datei:Graz-Elisabethstra%C3%9Fe29-StadtpalaisKottulinsky.JPG. [Zugriff am 03. 01. 2022].
- [31] „Universität Graz,“ [Online]. Available: https://online.uni-graz.at/kfu_online/ris.downloadPlaene?pOrgNr=16133&pGeogrBTypNr=5&pGeogrBerNr=14360001. [Zugriff am 03. 01. 2022].
- [32] J. Lex, „Flickr,“ [Online]. Available: <https://www.flickr.com/photos/russianchild007/6154857647>. [Zugriff am 03. 01. 2022].
- [33] D. Gass, *Gründerzeithaus Wien: Vergleichsrechnung nach PushOver*, Wien: IngWare GmbH, 2013.
- [34] P. Breitling, *In der Altstadt leben*, Graz: Leopold Stocker Verlag, 1982.
- [35] R. Ahnert, K. H. Krause, *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960, Band 1*, Beuth-Verlag, 2009.
- [36] C. Abrihan, „Wien - dekorative Fassadenelemente in der Gründerzeit zwischen 1840 und 1918,

- Gestaltungsgrundsätze,“ Referat Reprografe, Magistratsabteilung 21, Wien, 2013.
- [37] G. Celedin, W. Resch, Die Altstadt-Fassade am Beispiel der Stadt Graz, Akademische Druck- u. Verlagsanstalt Graz, 2008.
- [38] H. Koepf, Bildwörterbuch der Architektur, Stuttgart: Alfred Kröner Verlag , 1985.
- [39] M. Fath, Leitlinie zur Vereinfachung der Planung und Durchführung von Aufstockungs-/Erweiterungsmaßnahmen als Nachverdichtungsmaßnahme in innerstädtischen Bereichen, Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2019.
- [40] A. Kolbitsch, Altbaukonstruktionen, Wien: Springer-Verlag, 1989.
- [41] R. Hand, Österr. -Ungar. Baurathgeber, Wien, 1902.
- [42] G. Giebeler, Atlas Sanierung: Instandhaltung, Umbau, Ergänzung, München: Birkhäuser Verlag AG, 2008.
- [43] H. Bargmann, Historische Bautabellen: Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 1960, Hamburg: Werner Verlag, 2001.
- [44] Remmers, „bauhandwerk.de,“ [Online]. Available: https://www.bauhandwerk.de/artikel/bhw_Modellprojekt_gegen_den_Verfall_3171384.html. [Zugriff am 20 12 2022].
- [45] Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik, OIB-Richtlinie 1: Mechanische Festigkeit und Standsicherheit, Österreichisches Institut für Bautechnik, 2019.
- [46] Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik, OIB-Richtlinie 2: Brandschutz, Österreichisches Institut für Bautechnik, 2019.
- [47] Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik, OIB-Richtlinie 5 Schallschutz, Österreichisches Institut für Bautechnik, 2019.
- [48] Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik, OIB-Richtlinie 6: Energieeinsparung und Wärmeschutz, Österreichisches Institut für Bautechnik, 2019.
- [49] ÖNORM B 1995-1-1: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, 2019.
- [50] R. Ahnert, K. H. Krause, Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960, Band 2, Berlin: Beuth Verlag, 2009.
- [51] C. Riccabona, Baukonstruktionslehre 1, Wien: Manz Verlags- und Universitätsbuchhandlung, 1992.
- [52] K. Hollinsky, *LV Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen*, Technische Universität Wien : Institut für Kunstgeschichte, Bauforschung und Denkmalpflege, 2019.
- [53] „Rechberger Immobilien,“ [Online]. Available: <https://www.rechbergerimmobilien.at/projekte/henriettenplatz-5/>. [Zugriff am 29. 12. 2022].
- [54] „Twitter,“ [Online]. Available: <https://mobile.twitter.com/harryclarkhci/status/724276319324921856/photo/1>. [Zugriff am 09. 01. 2023].
- [55] C. Riccabona, Baukonstruktionslehre 2, Wien: Manz Verlags- und Universitätsbuchhandlung, 1992.

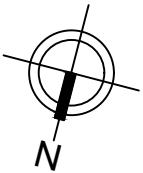
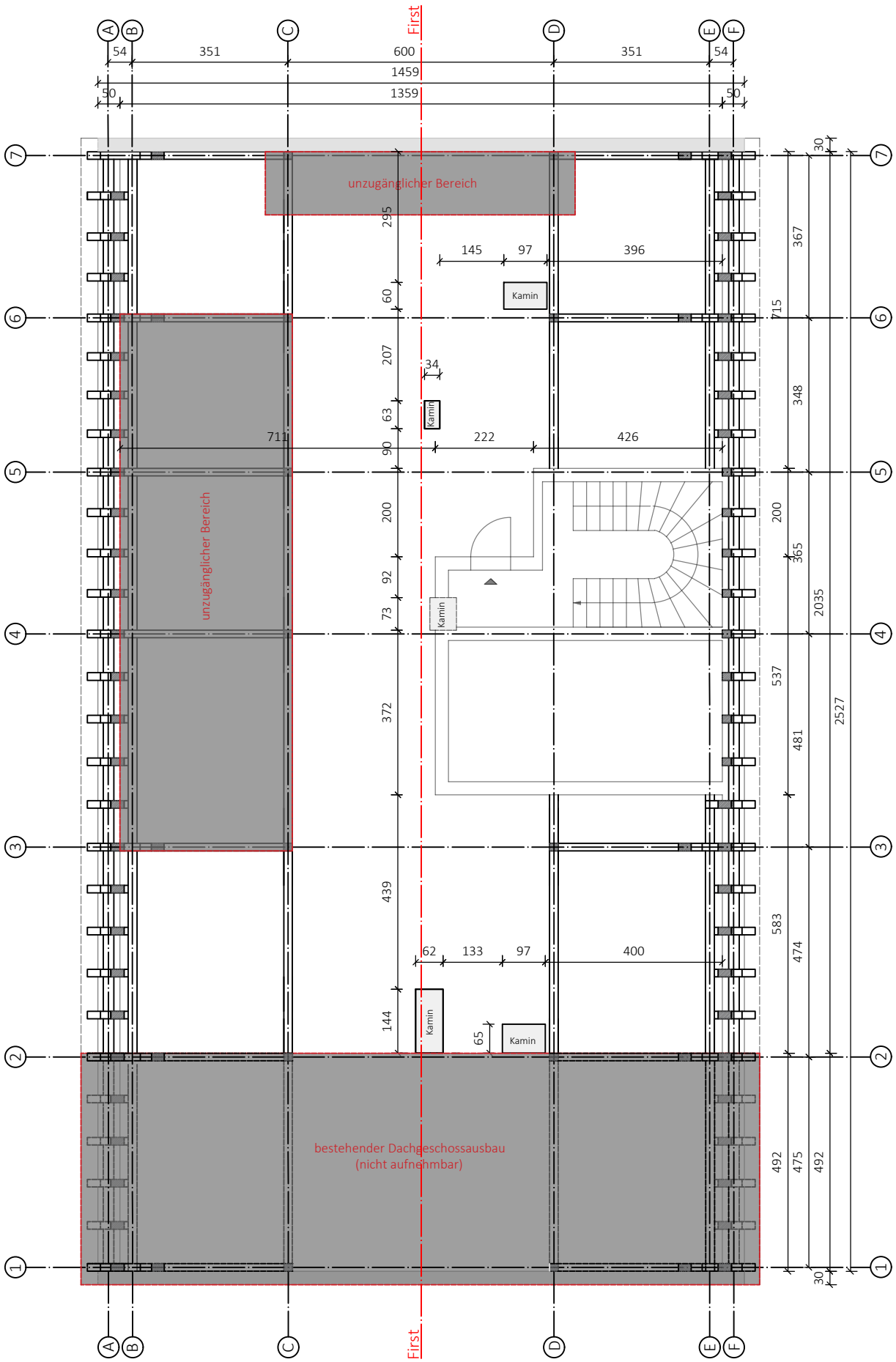
- [56] H. Marwede, Preußische Kappendecken: Analyse der Tragstruktur auf Grundlage von Belastungstests im Rahmen des Projekts Stadthöfe Hamburg, Diplomarbeit, Institut für Hochbau, Technische Universität Graz, 2016.
- [57] K. Lißner, W. Rug, Holzbausanierung beim Bauen im Bestand, Dresden: Springer Verlag, 2017.
- [58] D. Platzer, „Historische Holzdecken MA,“ Technische Universität Graz, 2014.
- [59] W. Kirchmayer, R. Popp, A. Kolbitsch, Dachgeschoßausbau in Wien, Wien: Verl. Österreich, 2011.
- [60] A. Pech, A. Kolbitsch, F. Zach, Baukonstruktionen: Decken, Band 5, Wien: Springer-Verlag, 2020.
- [61] ÖNORM B 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, 2017.
- [62] „Holzforschungs,“ [Online]. Available: <https://www.holzforschung.at/>. [Zugriff am 22. 12. 2022].
- [63] A. Meisel, Historische Dachwerke – Beurteilung, realitätsnahe statische Analyse und Instandsetzung. Dissertation, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2015.
- [64] „Pollmann,“ [Online]. Available: <https://pollmann.de/produkt/balkenanker/>. [Zugriff am 18. 01. 2023].
- [65] „Manves | Sfeervolle Binnenverlichting & Buitenverlichting,“ [Online]. Available: <https://www.manves.nl/de/wandanker-ornament-gusseisen-49-cm.html>. [Zugriff am 18. 01. 2023].
- [66] N. Kummer, Basics Konstruktion Mauerwerksbau, Basel: Birkhäuser, 2021.
- [67] A. Pech, A. Kolbitsch, Baukonstruktionen, Band 4: Wände, Wien: Springer Wien New York, 2005.
- [68] M. Balak, A. Pech, Mauerwerkstroekenlegung, Wien: Springer Verlag, 2008.
- [69] Bauordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien, Landesgesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum, Wien, 17.01.1883.
- [70] G. Achs, Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern, Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2011.
- [71] G. Achs, C. Adam, A. Beko, W. Brusatti, M. Fritz, T. Furtmüller, F. Kopf, M. Pietsch, D. Schäfer, A. Strauss, B. Theilen-Willige, H. Wenzel, T. Zimmermann, *Erdbeben im Wiener Becken*, Wien: VCE Holding GmbH, 2011.
- [72] ÖNORM EN 998-2: 2017, Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau, Teil 2: Mauermörtel.
- [73] R. Greiner, R. Pischl, Skriptum Modell und Bemessung, Technische Universität Graz: Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, 2002.
- [74] ÖNORM B 3351: Wände, aus Ziegeln oder Betonsteinen gemauert, 1983.
- [75] ÖNORM B 3350: Tragende Wände - Berechnung, Bemessung und Ausführung, 1994.
- [76] P. Horst, Festigkeitsanalyse ausgewählter Schwerpunkte von historischem Mauerwerk, Staatliche Studienakademie Glauchau, 2013.
- [77] ÖNORM B 3350: Tragende Wände; Berechnung, Bemessung und Ausführung, 1983.


- [78] ÖNORM B 4008-1: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke, Teil 1:Hochbau, 2018.
- [79] W. Blaue, „architekturzeichnungen.museum-kassel.de,“ Studienblatt für Mauerverbände mit Vorlagen und Schornsteinen, Aufriß, Draufsicht, perspektivische Ansicht, 1889. [Online]. Available: <https://architekturzeichnungen.museum-kassel.de/19286/0/0/0/1/0/objekt.html>. [Zugriff am 23. 01. 2023].
- [80] T. Böhm, Handbuch der Holzkonstruktionen, Reprint-Verl. Leipzig, 1911.
- [81] Berlin, VEB Ingenieurbüro für Baureparatur und Rekonstruktion, „Vorgefertigte Architektur- und Schmuckelemente,“ Berlin, 1980.
- [82] Wienerberger AG, Katalog - Fassadenelemente, Wien, 1868.
- [83] L. Abel, Allgemeiner Bauratgeber, Wien, 1908.
- [84] O. Warth, Die Konstruktionen in Stein, Leipzig, 1903.
- [85] ÖNORM EN 1990: 2003 - Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [86] „Stadt-Graz,“ [Online]. Available: <https://www.stadt-graz.at/sehenswuerdigkeiten/grazer-altstadt.html>. [Zugriff am 23 01 2023].
- [87] M. Mahidi, Statistik Austria: Gebäude- und Wohnungszählung : Hauptergebnisse Österreich, Wien: Verlag Österreich GmbH, 2004.
- [88] D. Matzler, A. Ringhofer, G. Schickhofer, „Studie zur Verdichtung von Dachräumen von Altbaubeständen mittels modularisiertem Holzwohnbau,“ Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2020.
- [89] A. Meisel, Historische Dachstühle, Diplomarbeit, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2009.
- [90] „Wikiwand,“ [Online]. Available: https://www.wikiwand.com/de/Dach#Media/Datei:Teile_eines_Daches.png. [Zugriff am 24. 01. 2023].
- [91] A.Pech, K. Hollinsky, Dachstühle, Ambra Verlag, 2005.
- [92] G. Schickhofer, Holzbau Skriptum: Teil B, Technische Universität Graz, Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2009.
- [93] B. Wallner, J. Ortner, G. Silly, T. Bogensperger, A. Meisel, M. Augustin, G. Schickhofer, Holz-Holz-Verbindungen, Technische Universität Graz, Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2014.
- [94] A. Meisel, G. Silly, G. Schickhofer, „D(N)achhaltigkeit,“ Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2011.
- [95] J. Ortner, „Instandsetzungshandbuch für historische Dachwerke und deren Verbindungen, Diplomarbeit,“ Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz, 2014.
- [96] „Wikipedia,“ [Online]. Available: <https://de.wikipedia.org/wiki/Bauklammer#/media/Datei:Bauklammer3.JPG>. [Zugriff am 30. 01. 2023].
- [97] „Adobe Stock,“ [Online]. Available: https://stock.adobe.com/at/search?k=biberschwanz-ziegel&asset_id=234367684. [Zugriff am 03. 01. 2022].

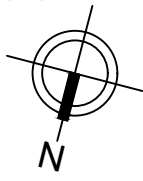
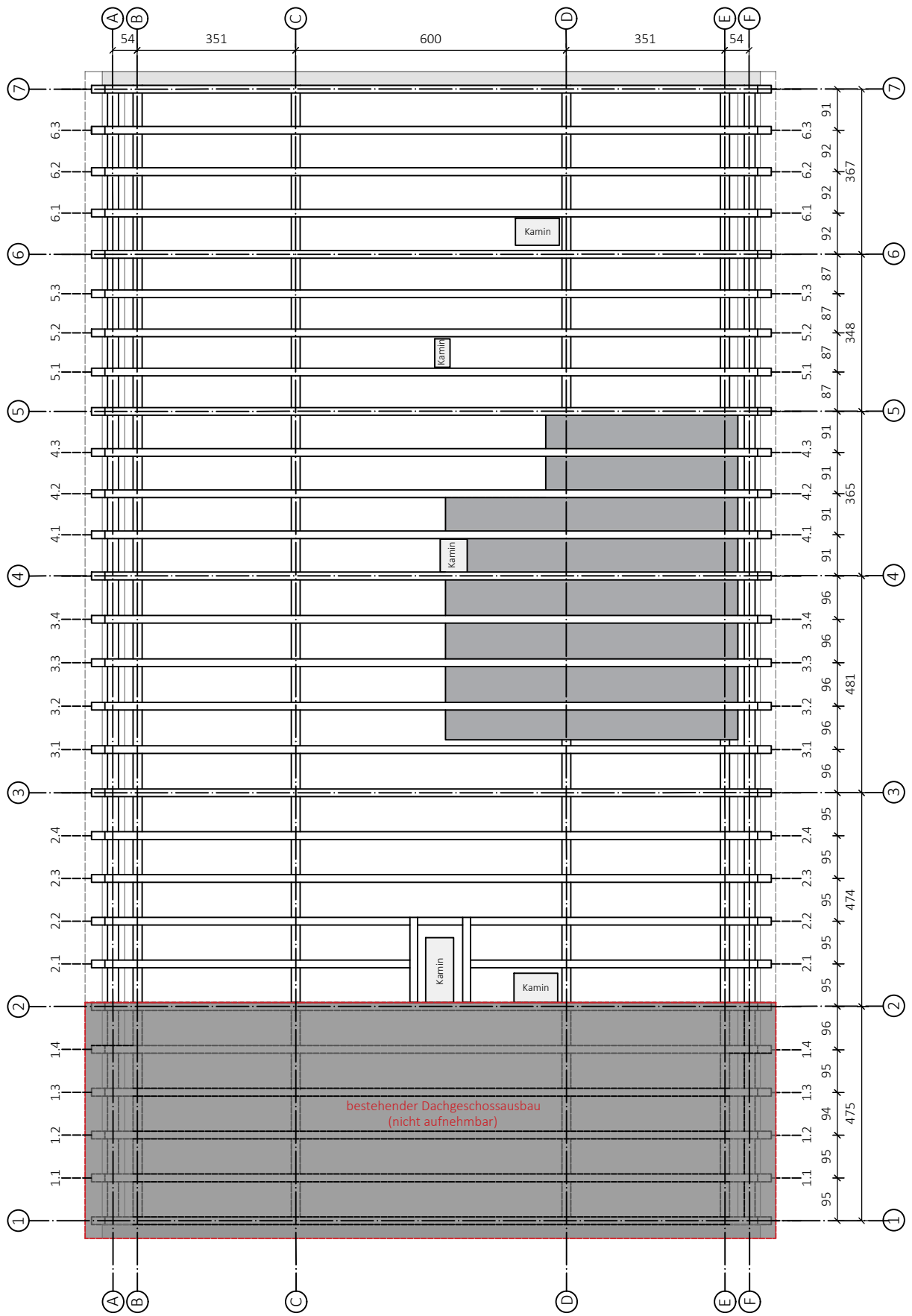
- [98] Holz.Bau Forschungs GmbH, Technische Universität Graz, Institut für Holzbau und Holztechnologie, „*Holz on Top*“ – *Städtische Nachverdichtung mit modularen Holzkonstruktionen*, 2022.
- [99] Österreichische Kunsttopographie – Die Kunstdenkmäler der Stadt Graz. Die Profanbauten des II., III. und VI. Bezirkes, Verlag Bergerer Horn, 2013.
- [100] „www.grazerbe.at,“ [Online]. Available: https://www.grazerbe.at/Laimburggasse_19. [Zugriff am 09. 11. 2022].
- [101] M. Fattinger, „*Ida | Johann. Revitalisierung eines historischen Dachraums*, Diplomarbeit,“ Institut für Architekturtechnologie, Technische Universität Graz, 2022.
- [102] E. Burkic, *Fotoaufnahme*, 2023.
- [103] M. Kabiljagic, *Fotoaufnahme*, 2022.
- [104] freiraum ZT GmbH, *Bergmangasse 19, Studie*, Hartberg, 15.06.2022.
- [105] G. Schickhofer, D. Köberl, A. Malagic, „*hbf Bericht: Bergmannngasse 19, 8010 Graz, Bestandserfassung und -analyse Dachwerk*,“ Holz.Bau Forschungs GmbH, Graz, 2022.
- [106] ÖNORM EN 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, 2011.
- [107] „Ezzat,“ [Online]. Available: <https://www.ezzat.org/de/Wichte/wichte.php>. [Zugriff am 23. 03. 2023].
- [108] ÖNORM B 1997-1-1: Eurocode 7 - Entwurf Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, 2013 .
- [109] ÖNORM B 4434: Erd- und Grundbau - Erddruckberechnung, 1993.
- [110] P. Schmidt, Lastannahmen - Einwirkungen auf Tragwerke, Grundlagen und Anwendung nach EC1, Siegen, Deutschland: Springer Verlag, 2019.
- [111] ÖNORM EN 1991-1-3: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3 Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten, 2022.
- [112] eHORA - Natural Hazard Overview & Risk Assessment Austria, [Online]. Available: <https://hora.gv.at/>. [Zugriff am 13. 03. 2023].
- [113] ÖNORM EN 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke_Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, 2011.
- [114] ÖNORM B 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, 2019.
- [115] ÖNORM B 1991-1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, Beiblatt 1, 2009.
- [116] ÖNORM EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen. Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2013.
- [117] ÖNORM B 1998-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen, 2017.
- [118] ÖNORM EN 1990: Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung, 2013.



ANHANG B BESTANDSAUFNAHMEN

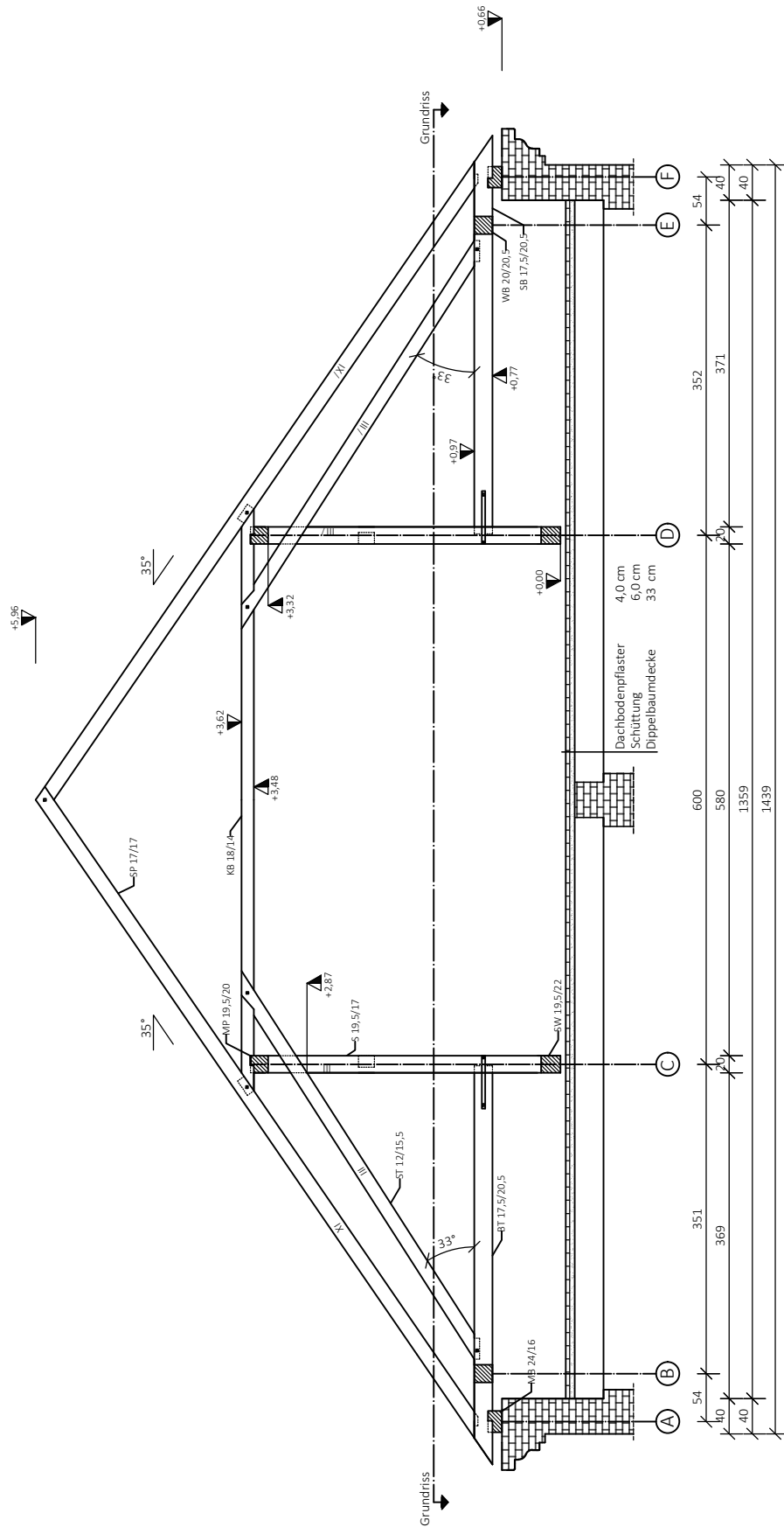
Dieser Anhang soll als systematische Darstellung der erfassten Dachwerke dienen.





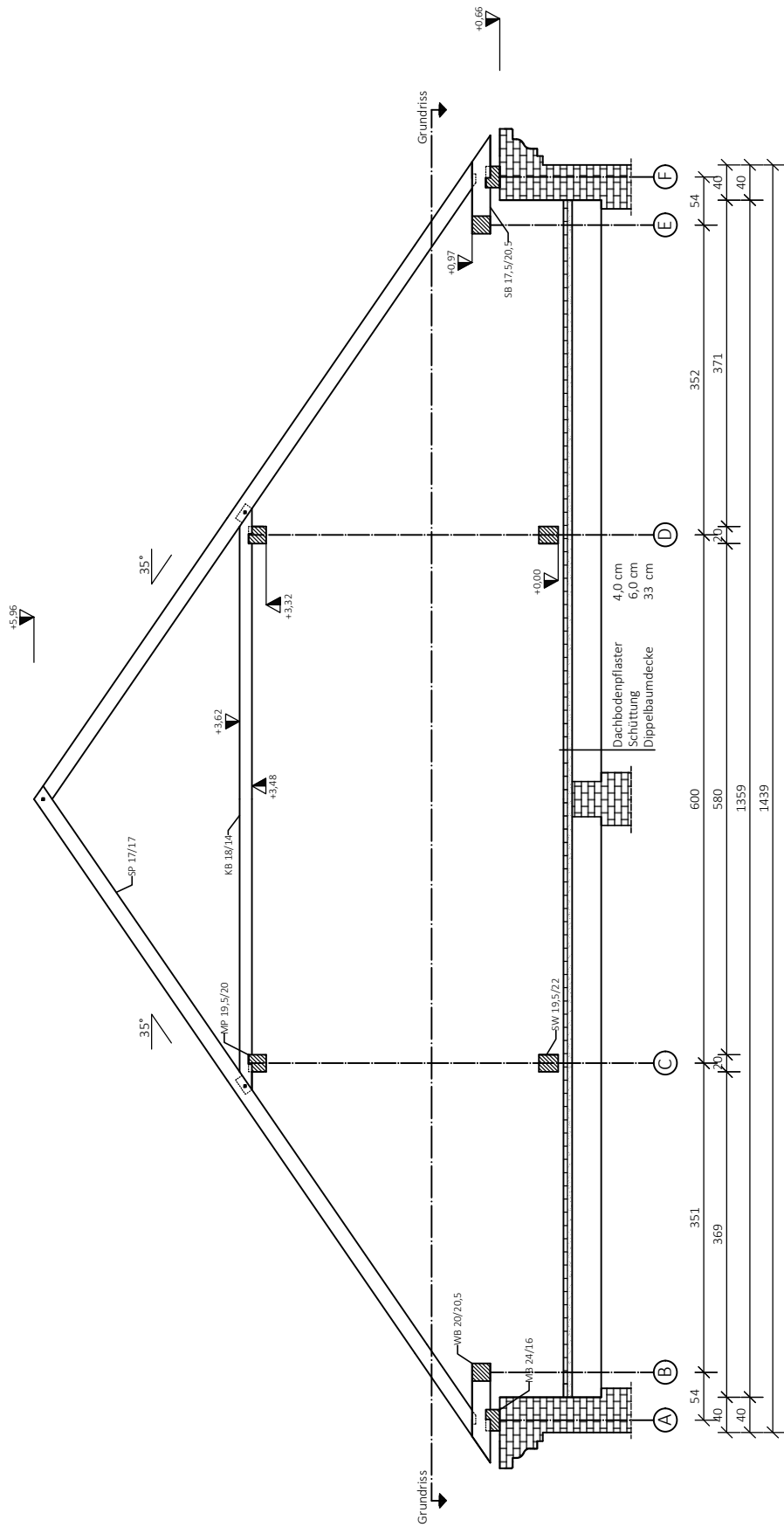
Plan Nummer	Grundrisse Grundriss Dachwerk	Maßstab 1:125
01	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 19.01.2023
		
		Zeichner Jelena Jankovic





Plan Nummer	Grundrisse Grundriss Sparren	Maßstab 1:125
02	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 19.01.2023
	  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Jelena Jankovic



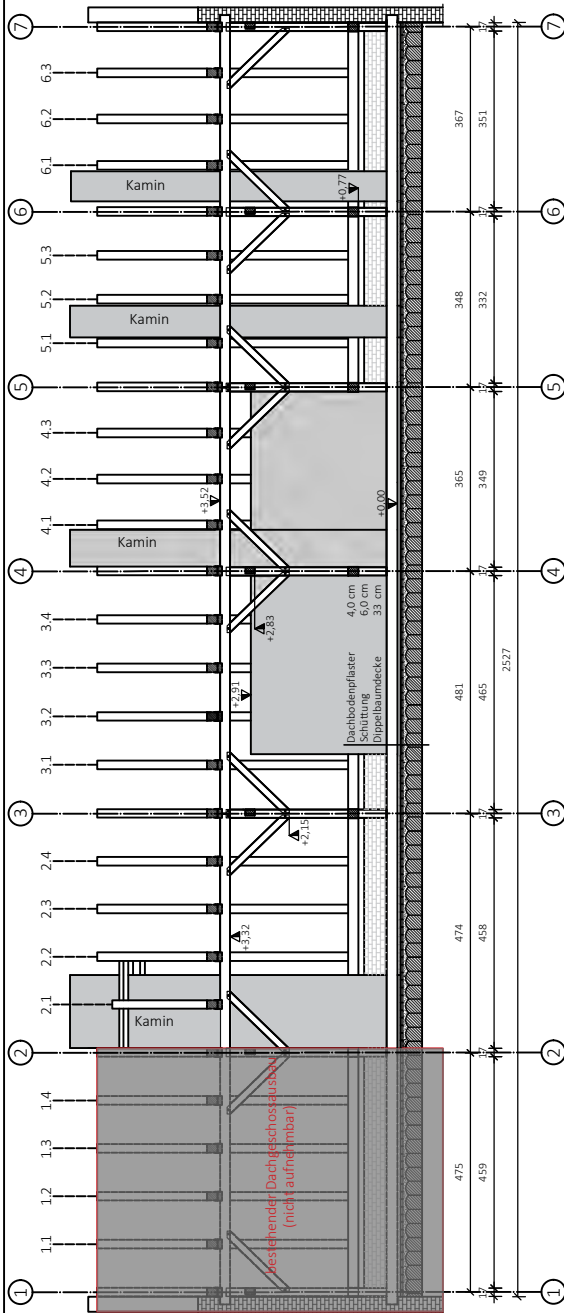
Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Vollgespärre	Maßstab 1:75
03	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 19.01.2023
	  study research engineering test center	
		Zeichner Jelena Jankovic



Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Leergespärre	Maßstab 1:75
04	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 19.01.2023
	 	Zeichner Jelena Jankovic

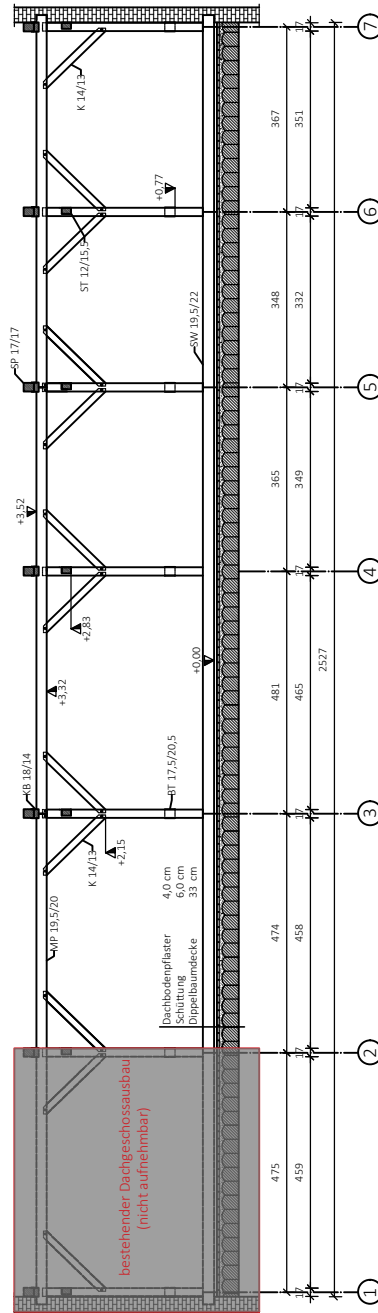
Achse C-C Ansicht

Blickrichtung West



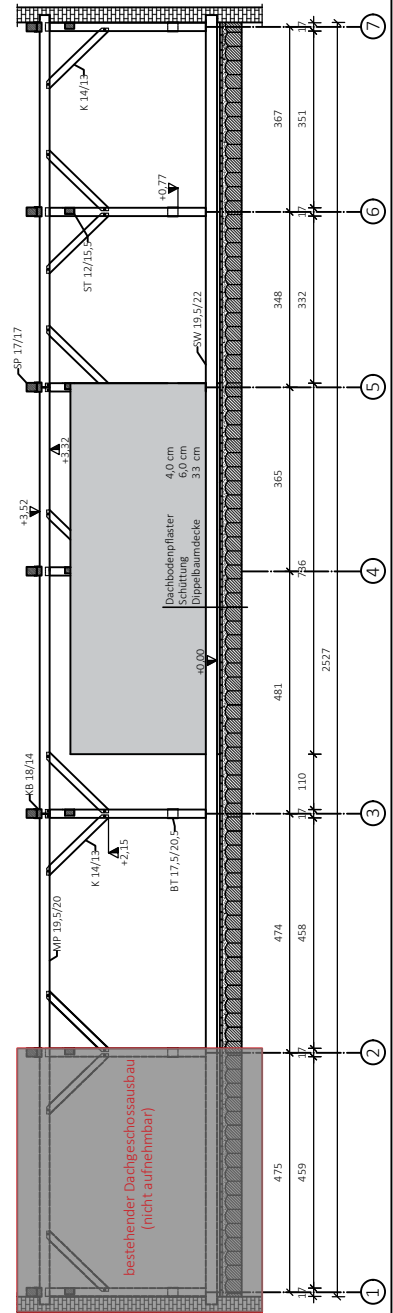
Achse C-C

Blickrichtung Ost



Achse D-D



Blickrichtung West



Legende:

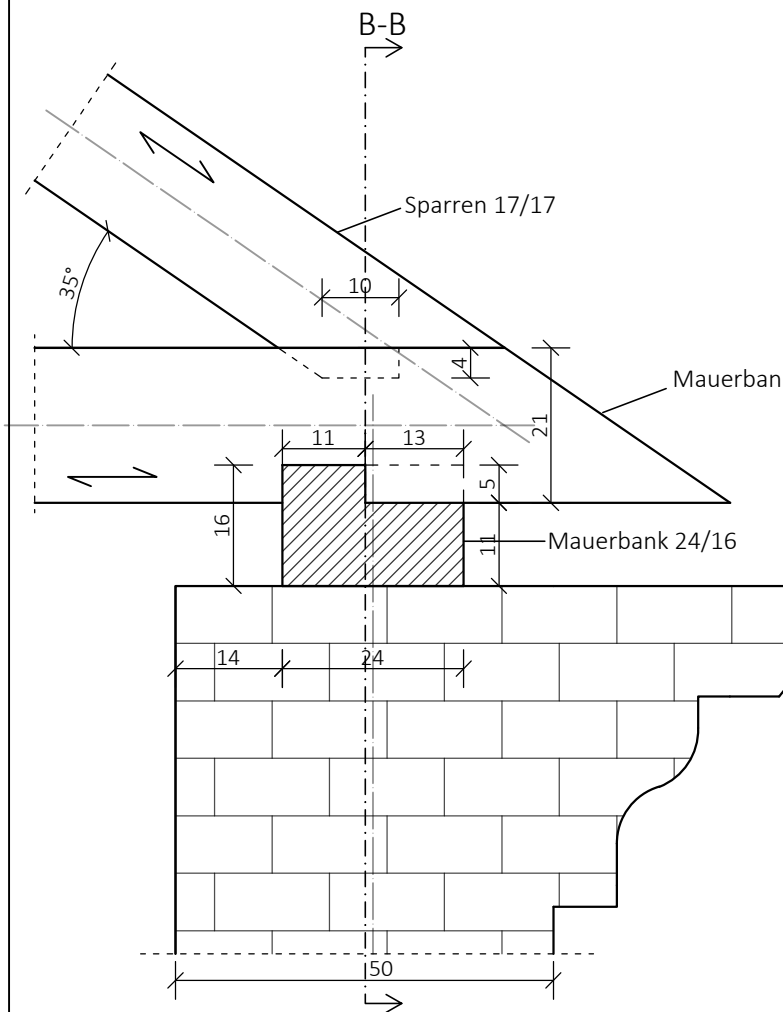
- BT - Bundtram
- K - Kopfband
- KB - Kehlbalken
- MB - Mauerbank
- MP - Mittelpfette
- S - Stuhlsäule
- SB - Stichbalken
- SP - Sparren
- ST - Strebe
- SW - Schwelle
- WB - Wechselbalken

alle Maße in cm

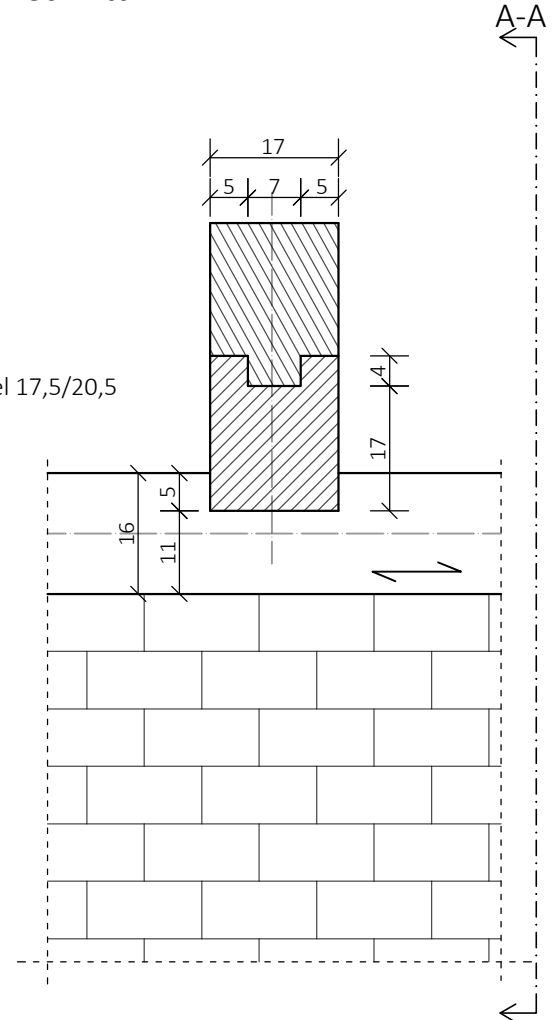
Plan Nummer	Schnitte	Maßstab
	Längsschnitt Achse C-C, D-D	
05	Projekt	Datum
	Dach Laimburggasse 19	
 		Zeichner
		Jelena Jankovic

1. Mauerbank - Sparren - Mauerbankriegel „Zapfen“ und „Halbkamm“

Ansicht A-A

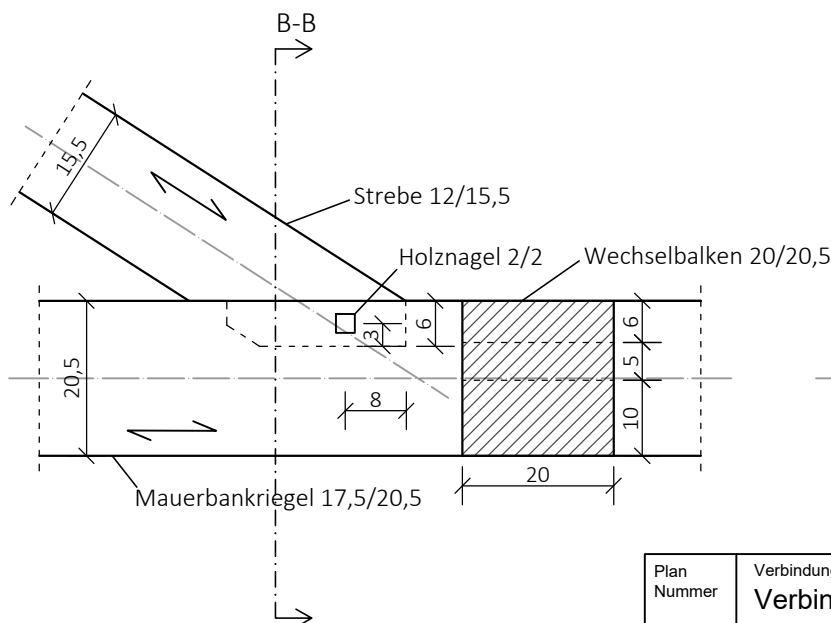


Schnitt B-B

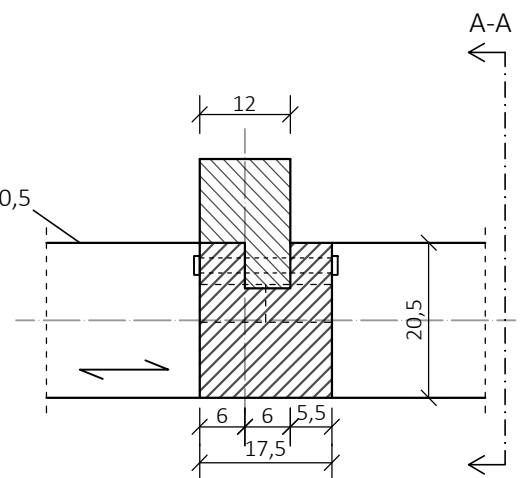


2. Strebe - Wechselbalken - Mauerbankriegel „Zapfen“



Ansicht A-A



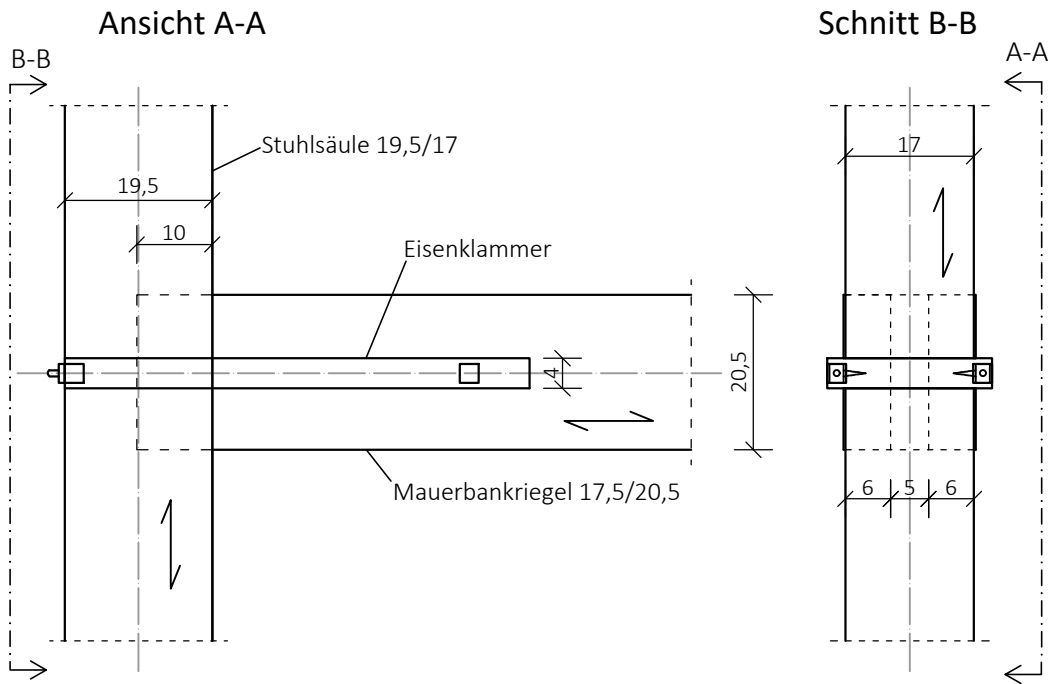
Schnitt B-B



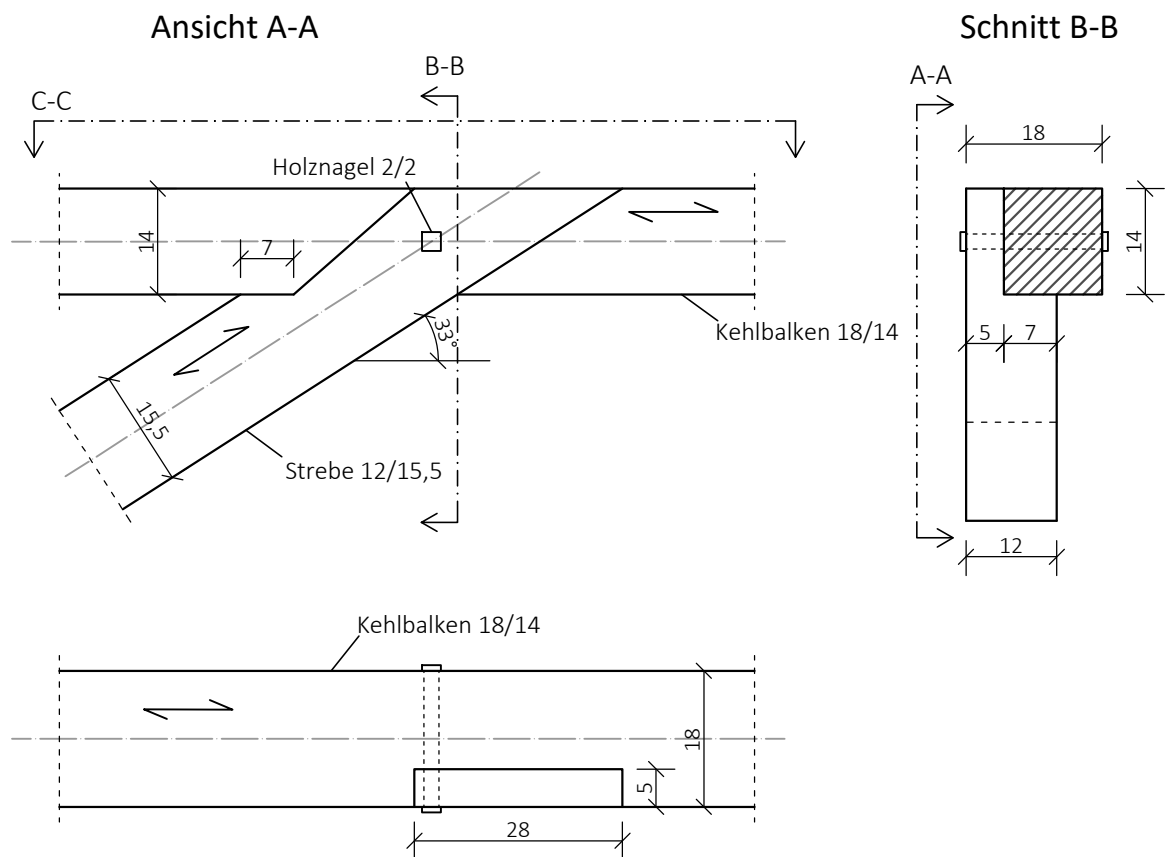
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 1-2	Maßstab 1:10
06	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 14.10.2022
	 	
		Zeichner Jelena Jankovic



3. Stuhlsäule - Mauerbankriegel „Zapfen“



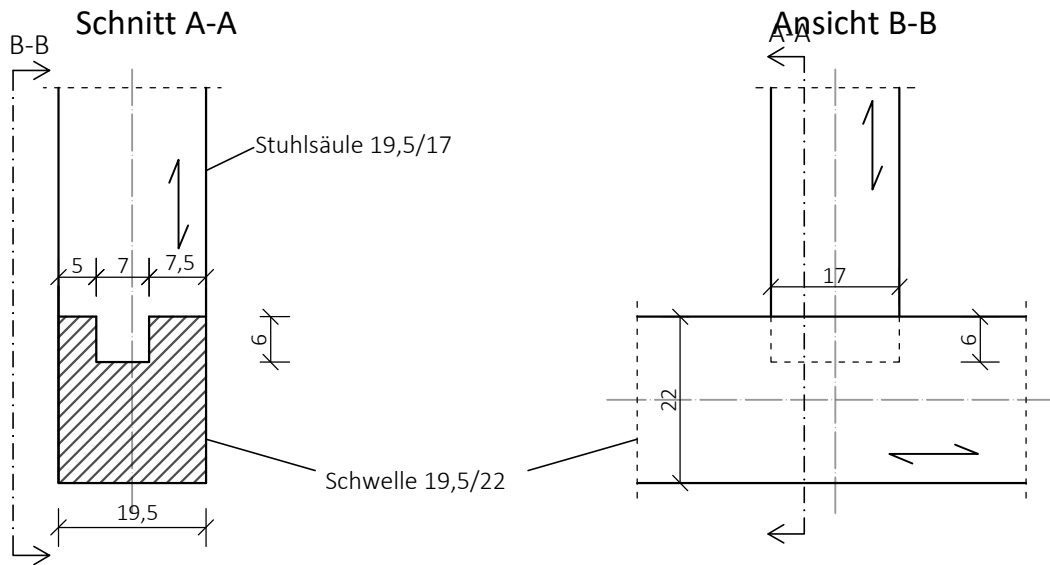
4. Kehlbalken - Strebe „Weißschwanz“



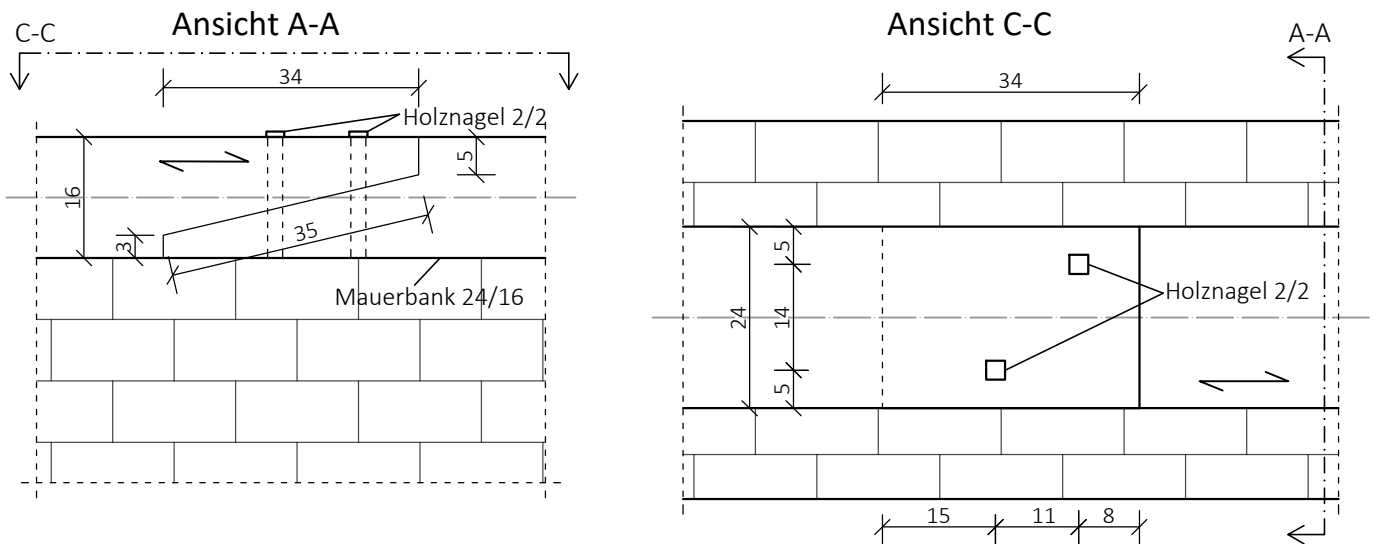
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 3-4	Maßstab 1:10
07	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 14.10.2022
	 	Zeichner Jelena Jankovic

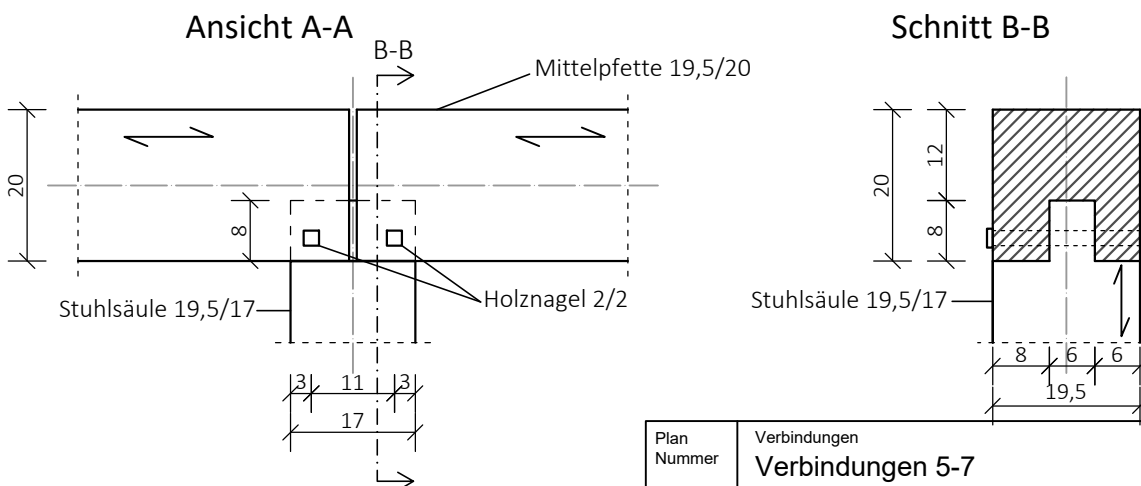
5. Stuhlsäule - Schwelle „Zapfen“





6. Mauerbank „schräges Blatt“



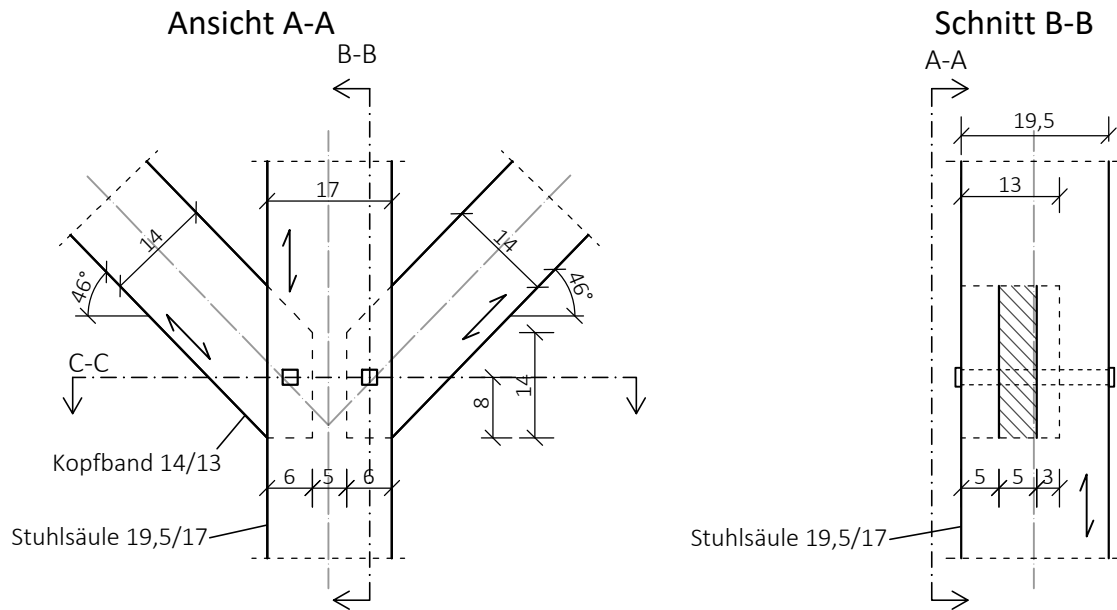
7. Mittelpfette - Stuhlsäule „gerader Zapfen“



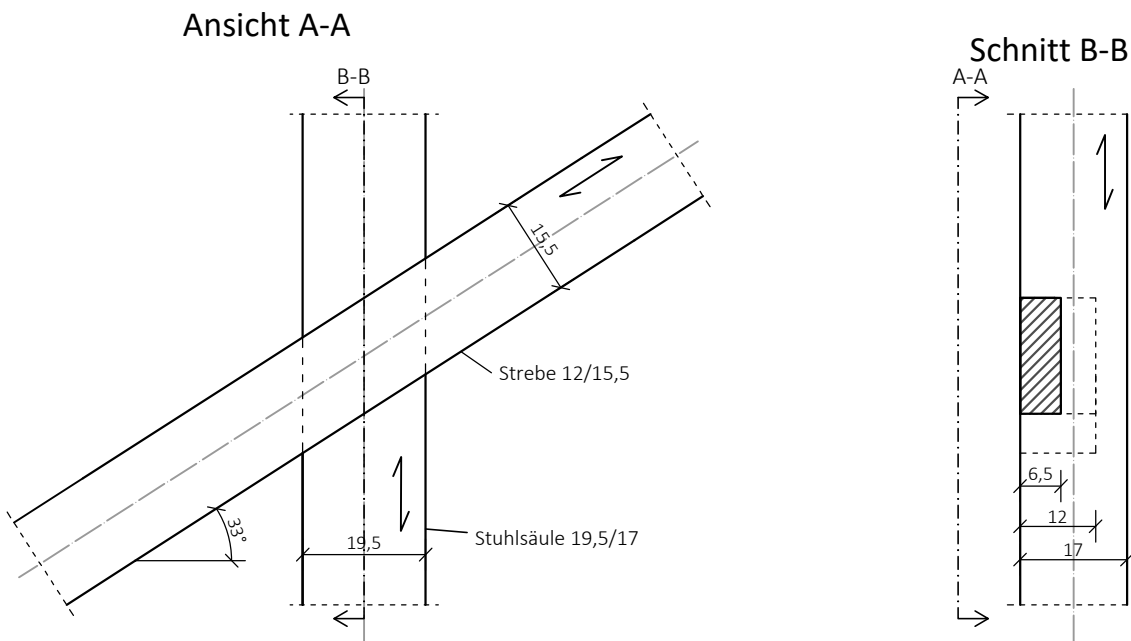
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 5-7	Maßstab 1:10
08	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 14.10.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic



8. Stuhlsäule - Kopfband „Zapfen“



9. Stuhlsäule - Strebe „Überblattung“

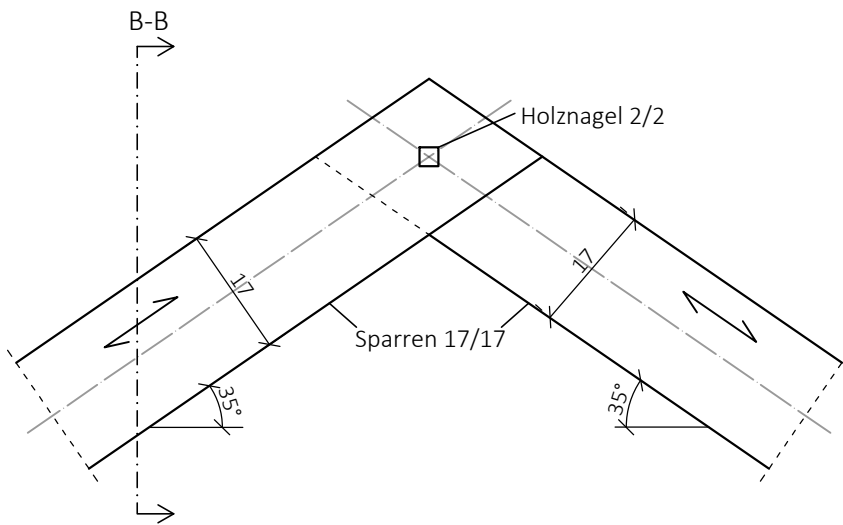


Alle Maße in cm

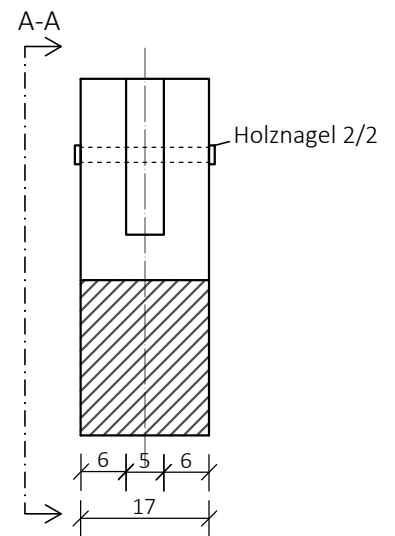
Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 8-9	Maßstab 1:10
09	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 14.10.2022
	  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Jelena Jankovic

10. First „Scherzapfen“

Ansicht A-A

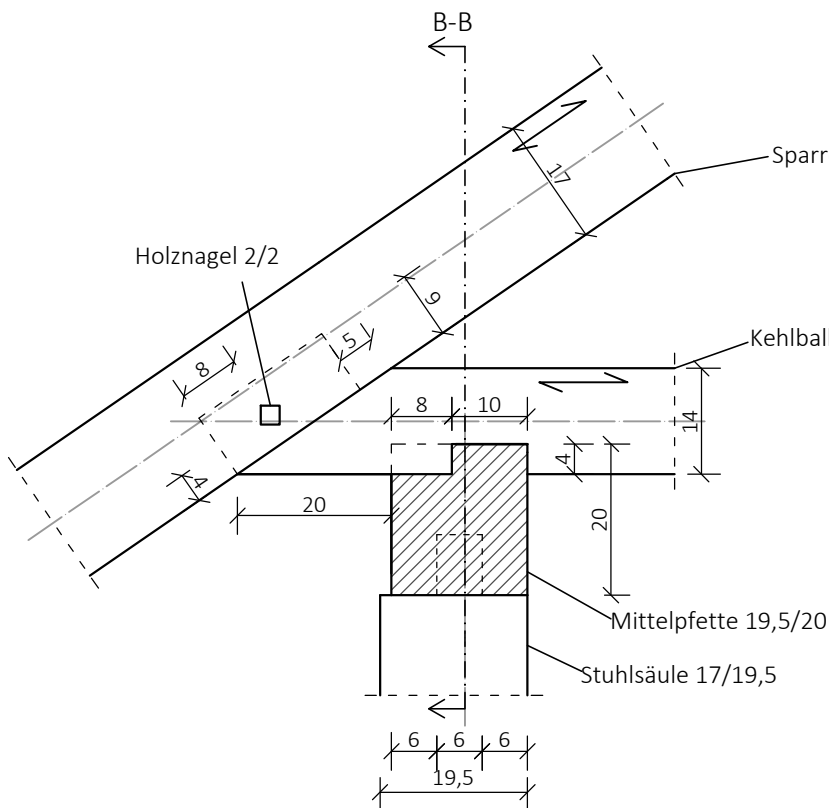


Schnitt B-B

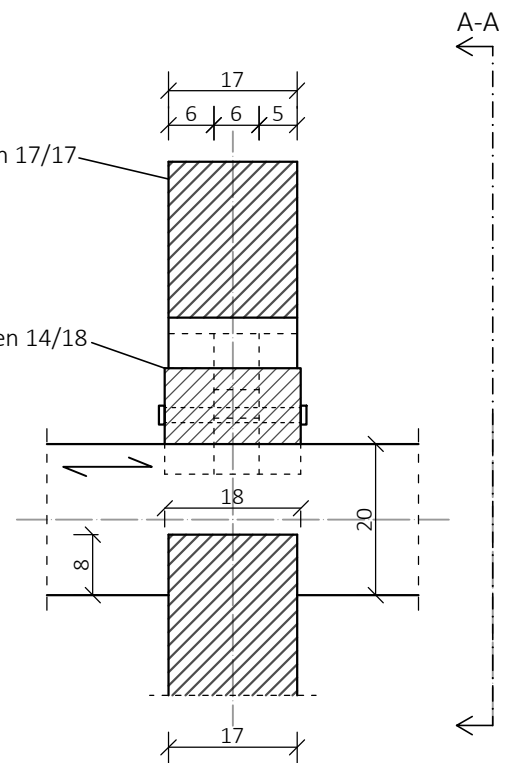


11. Sparren - Kehlbalken - Mittelpfette - Stuhlsäule „Zapfen“ und „Halbkamm“


Schnitt A-A

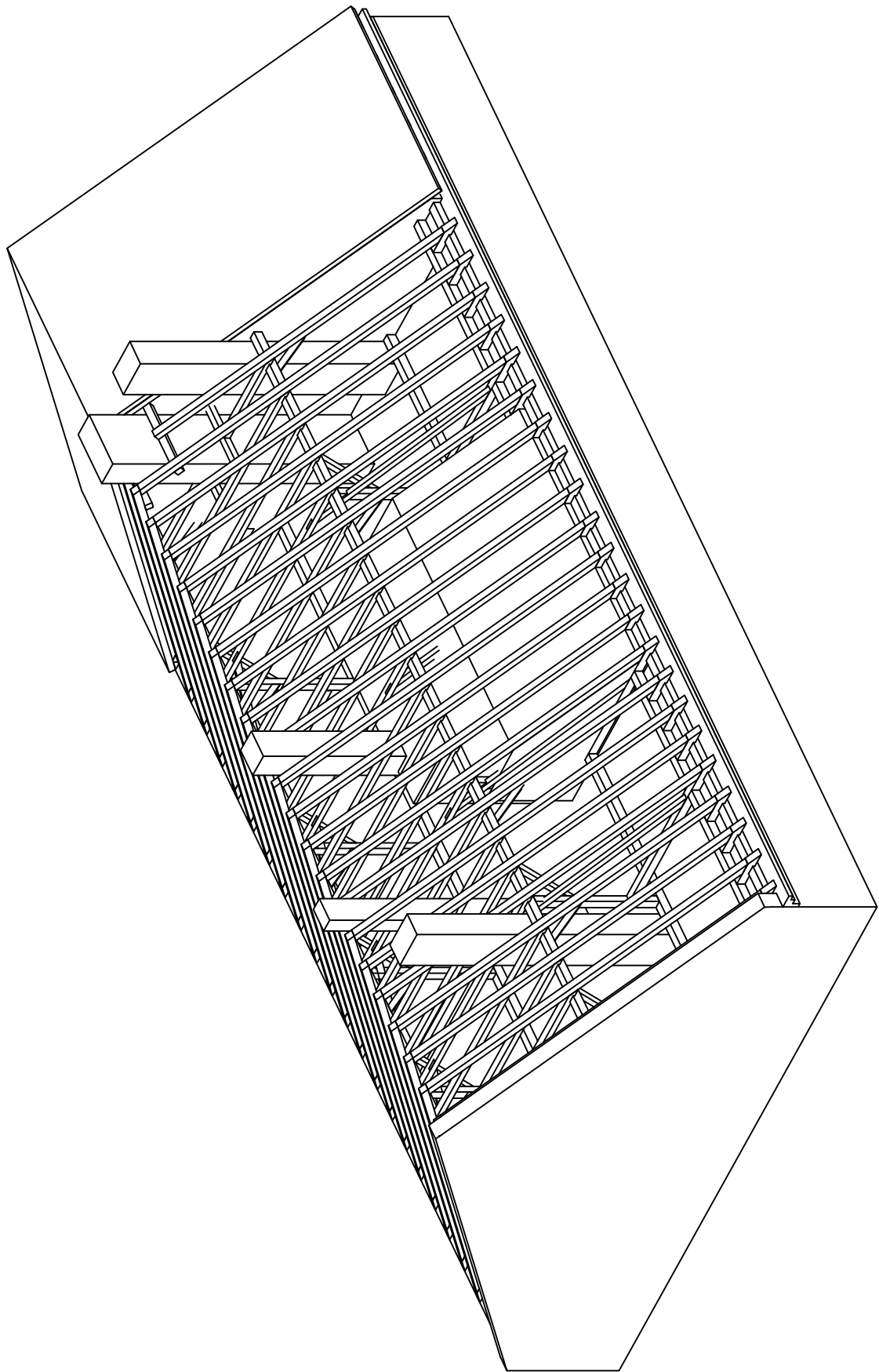




Schnitt B-B

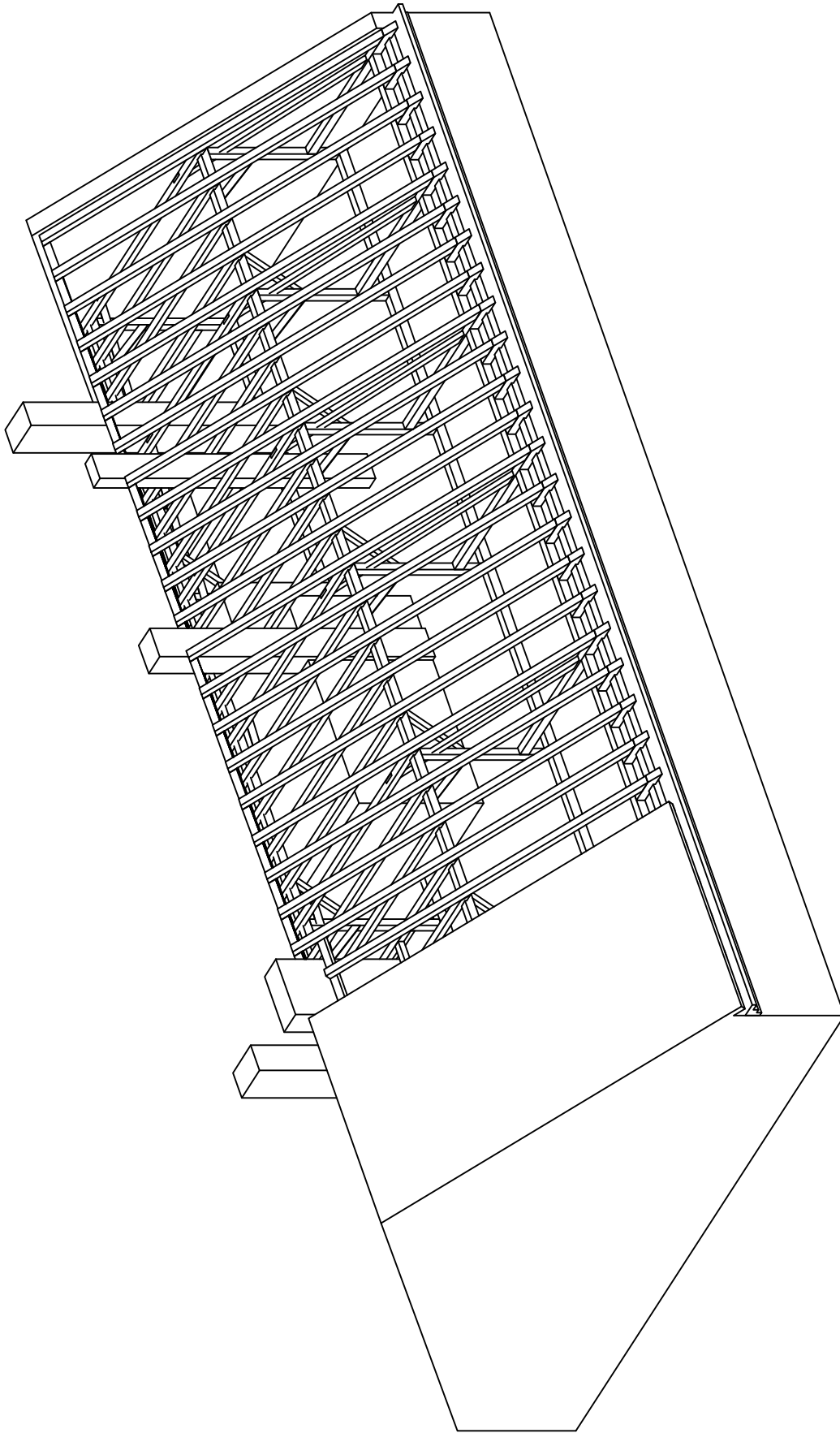




Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 10-11	Maßstab 1:10
10	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 14.10.2022
		
		Zeichner Jelena Jankovic



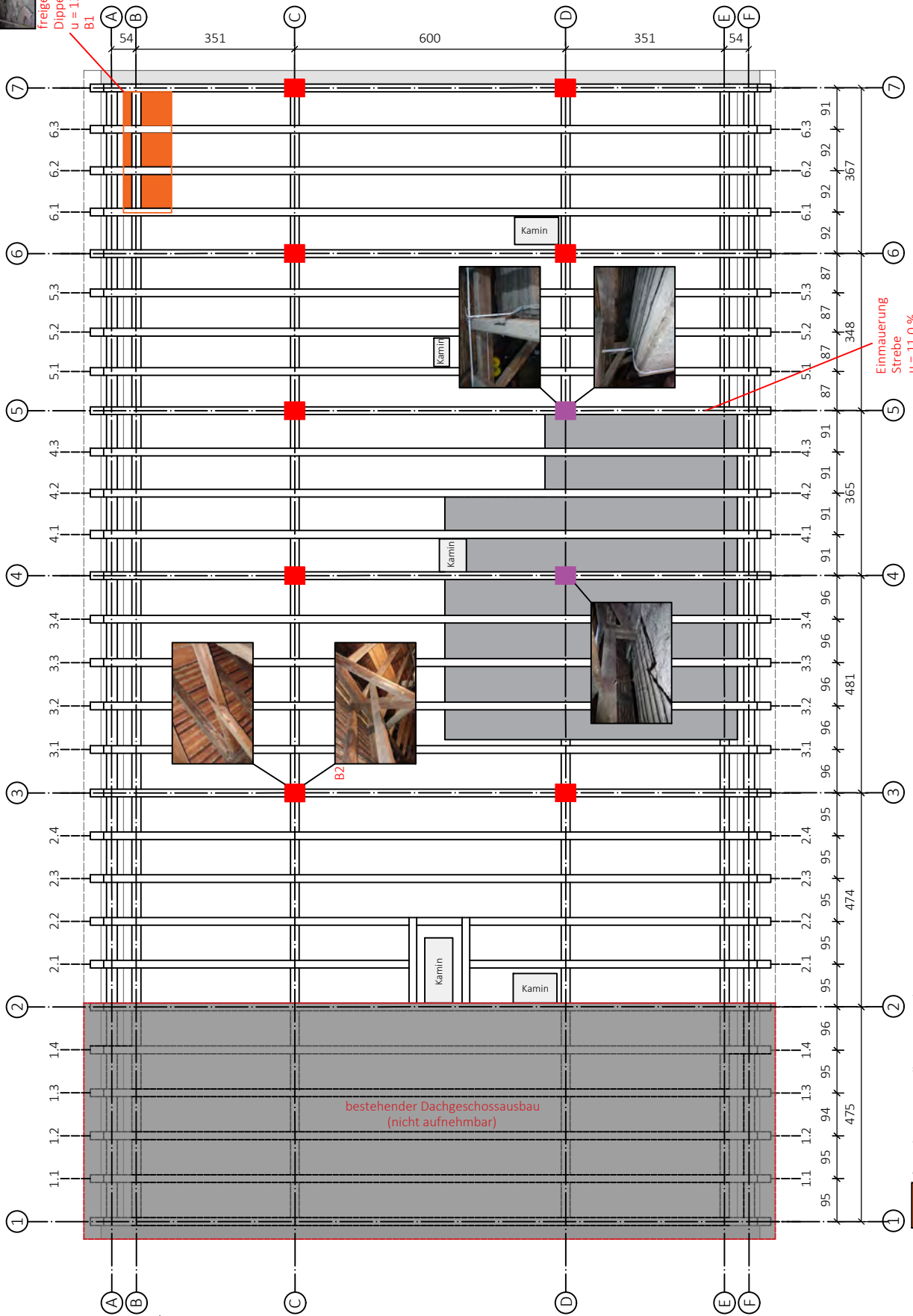
Plan Nummer	3D Modell - Ansicht	Maßstab
		-
11	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 19.01.2023
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic



Plan Nummer	3D Modell - Ansicht	Maßstab	-
12	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum	19.01.2023
	  study research engineering test center		Zeichner Jelena Jankovic

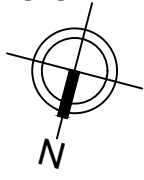


freigelegter
Doppelbaum-Bereich
 $u = 12,9\% - 13,3\%$
B1

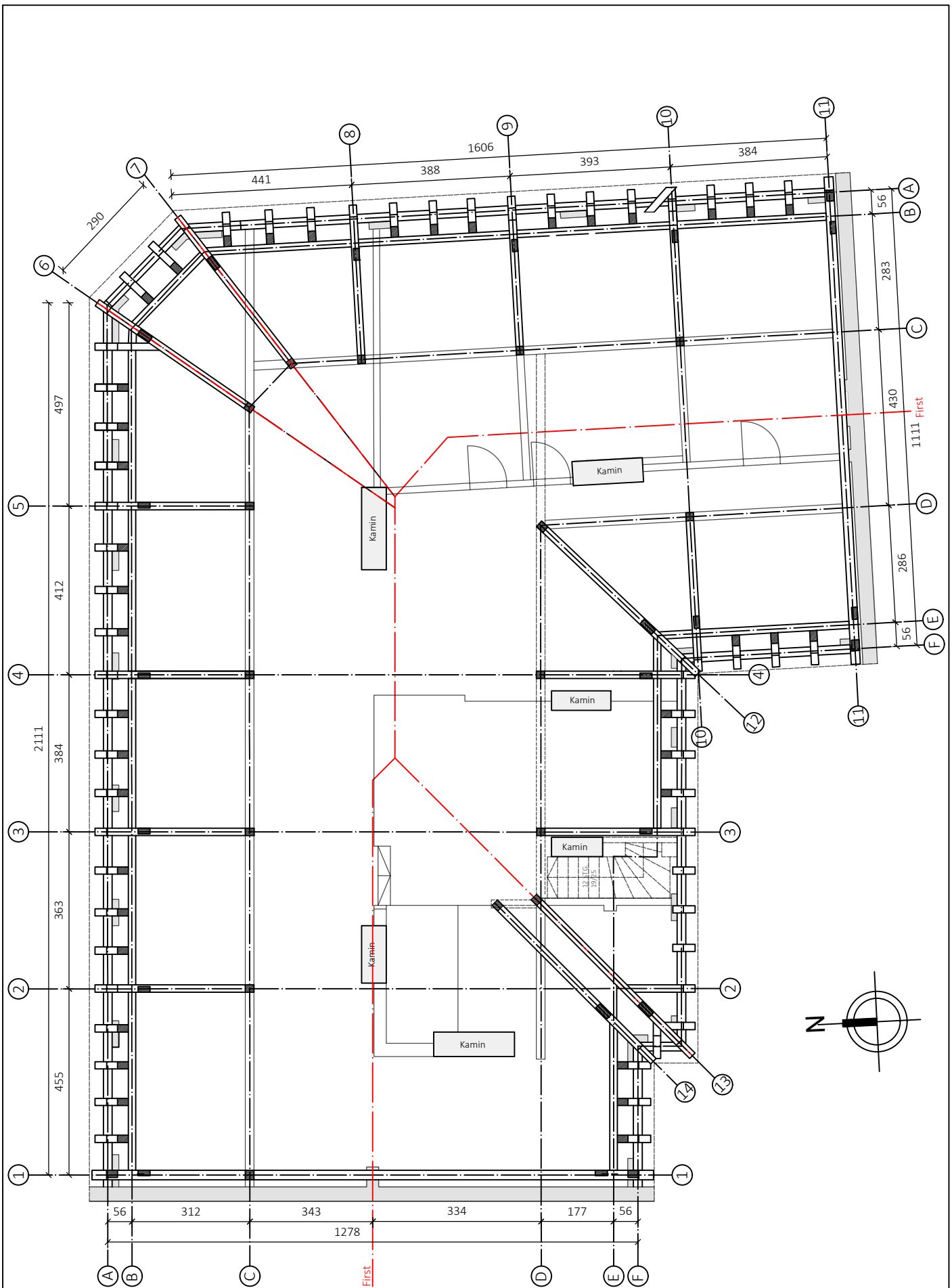


Einmauerung
Strebe
 $u = 11,0\%$

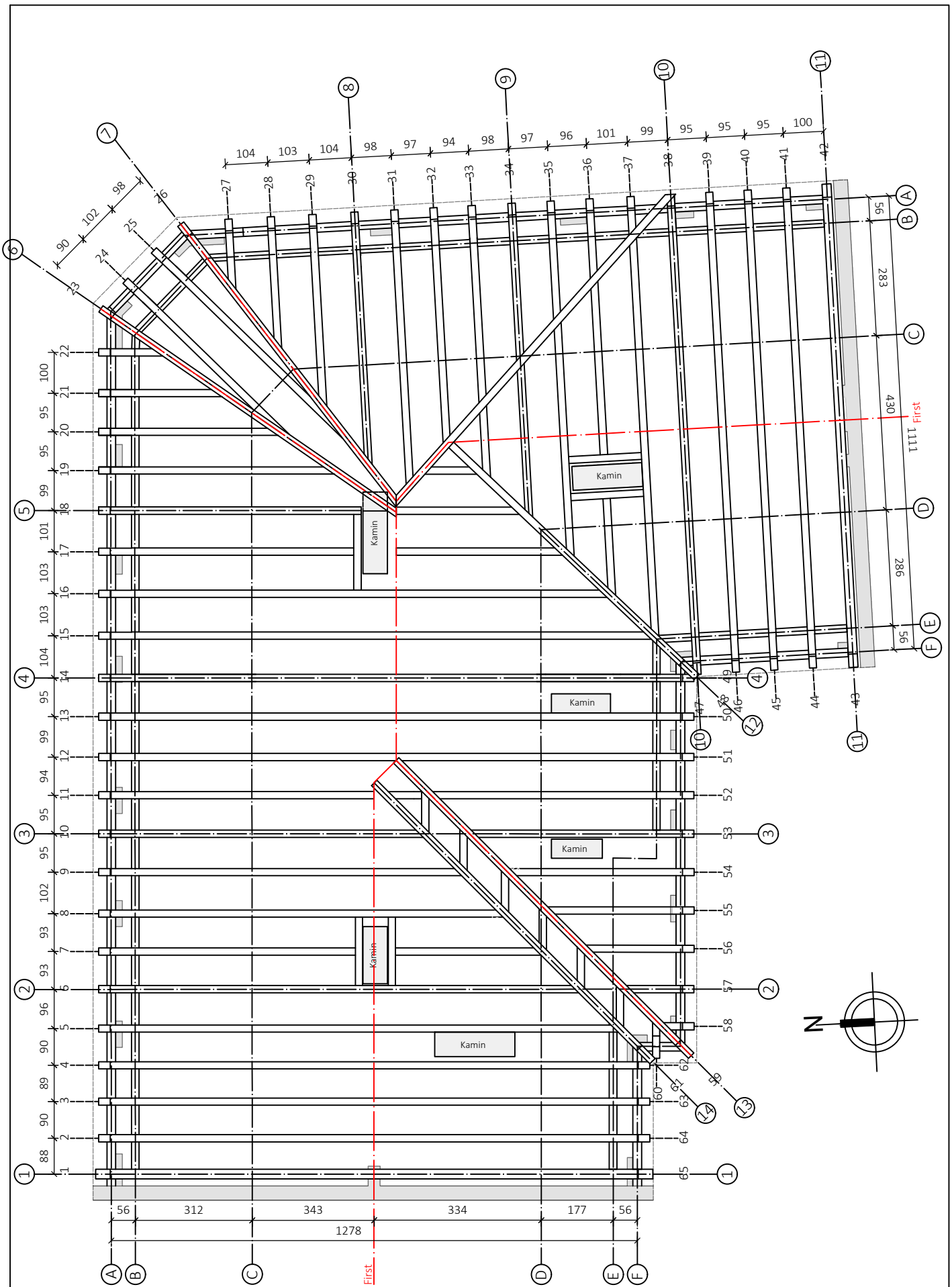
- freigelegter Doppelbaum-Bereich
- klaffende Weißschwanzverbindung und Überblattung
- entfernte Weißschwanzverbindung und Überblattung




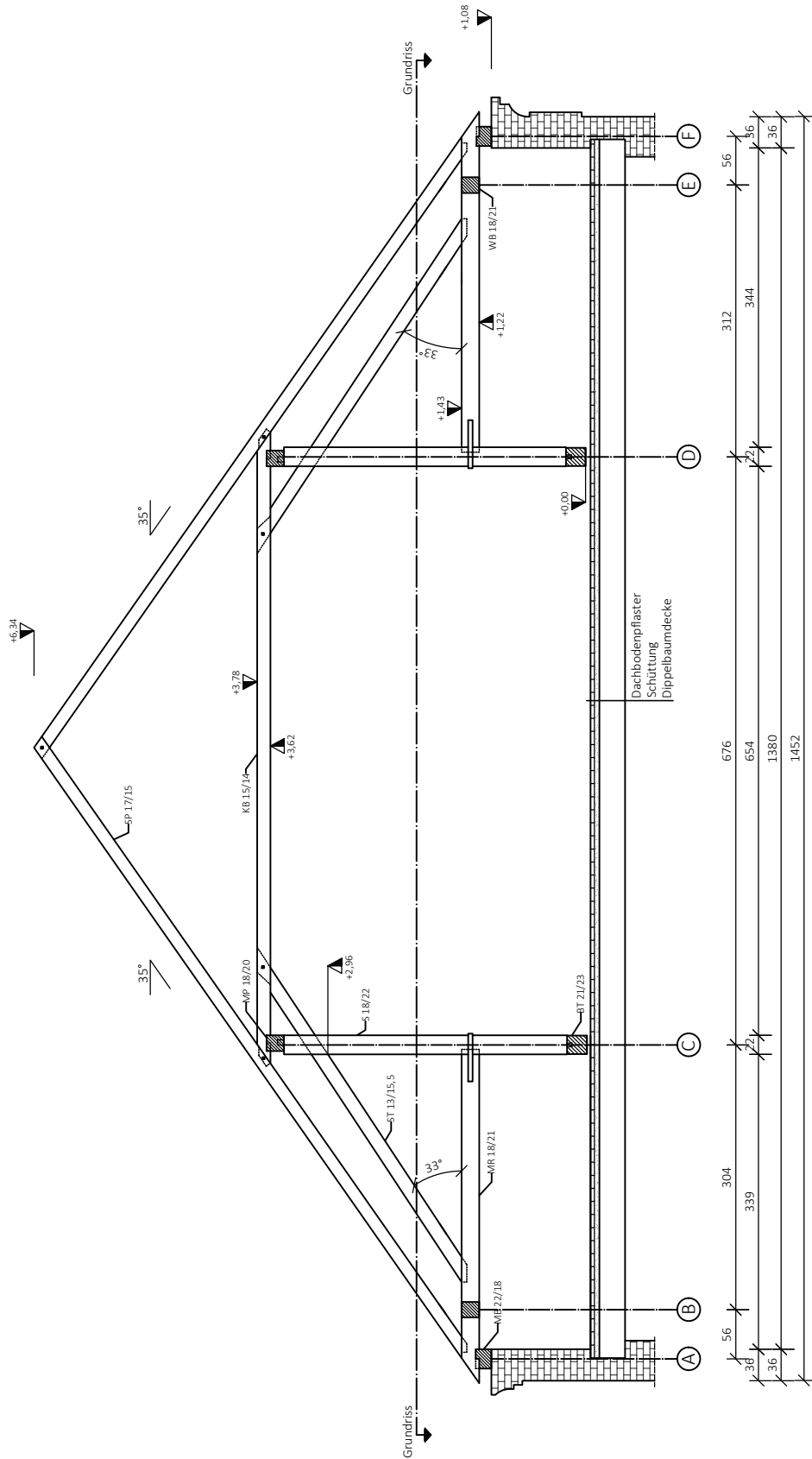
Plan Nummer 13	Grundrisse Schadenskartierung	Maßstab 1:125
	Projekt Dach Laimburggasse 19	Datum 19.01.2023
		Zeichner Jelena Jankovic





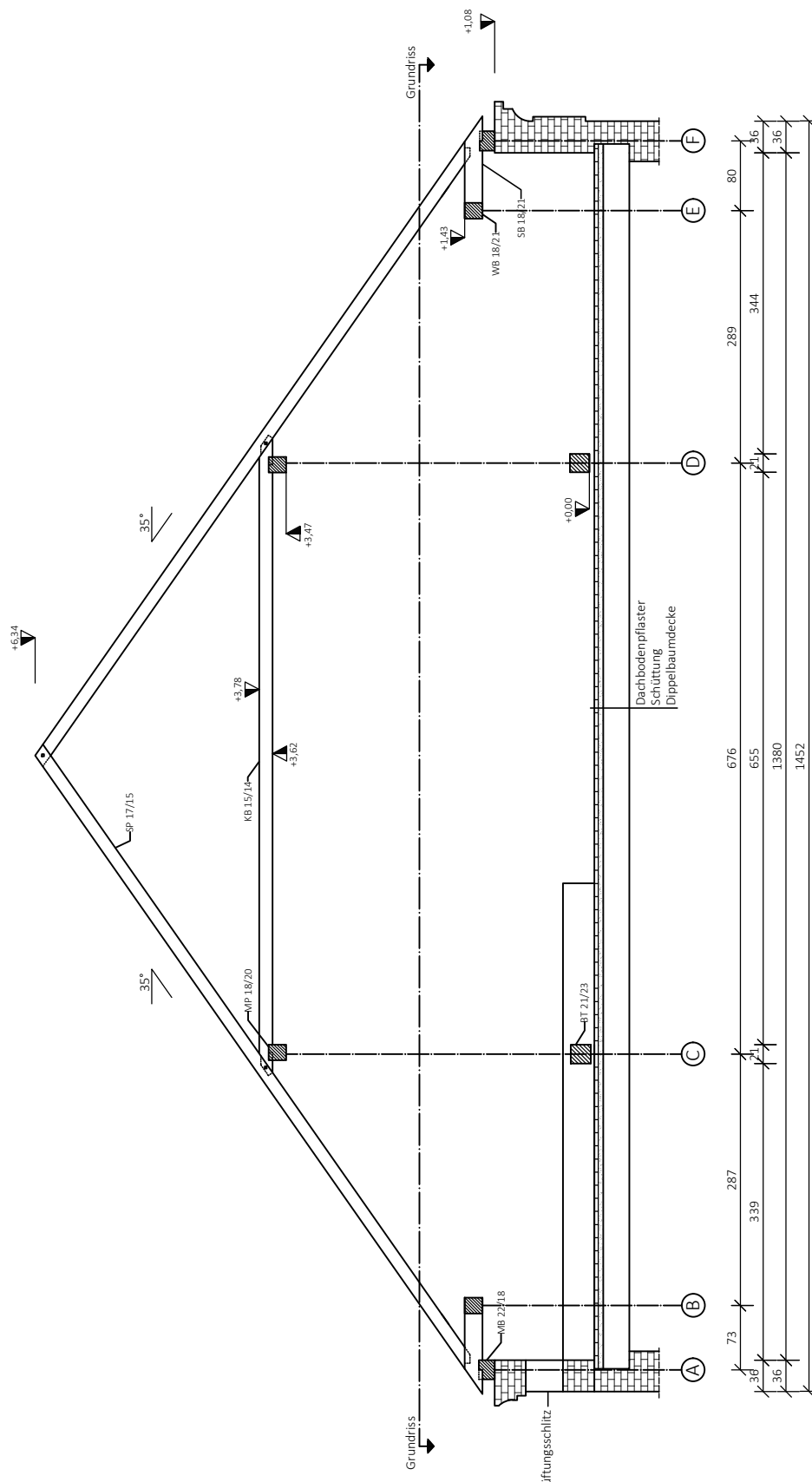
Plan Nummer	Grundrisse Grundriss Dachwerk	Maßstab 1:125
01	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Jelena Jankovic





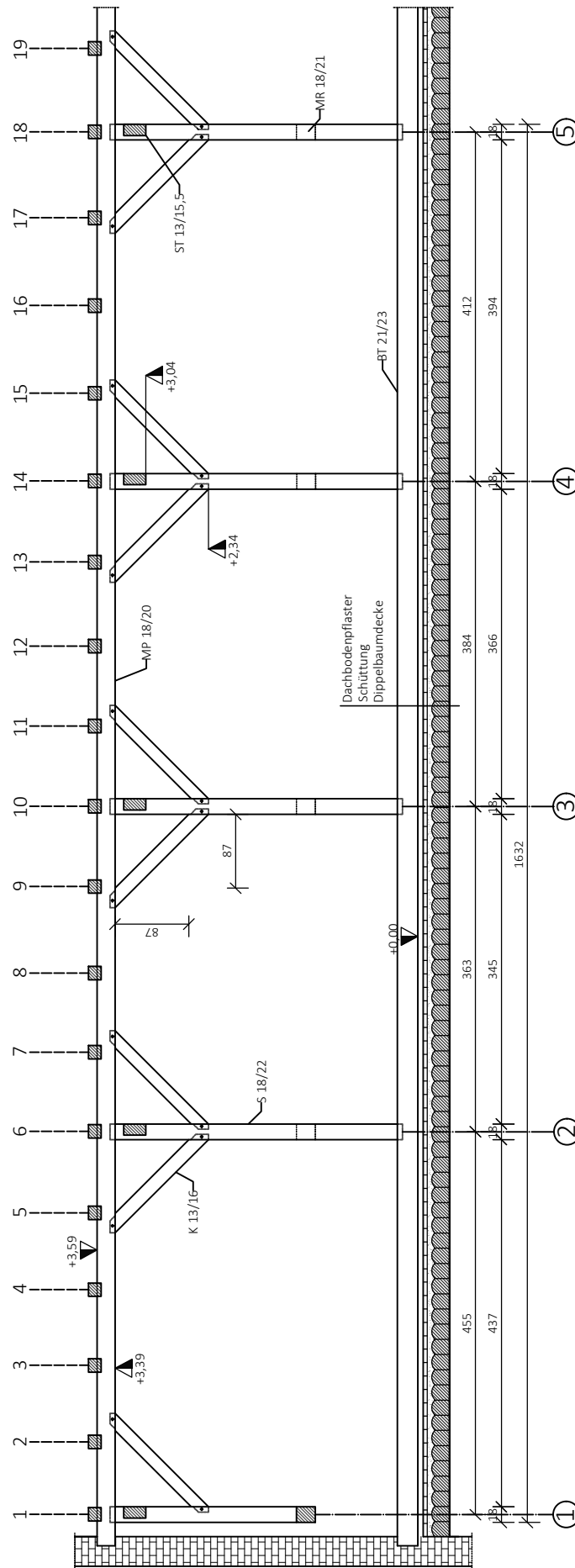
Plan Nummer	Grundrisse Grundriss Sparren	Maßstab 1:125
02	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
		
		Zeichner Jelena Jankovic





Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Vollgespärre	Maßstab 1:75
03	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	 	Zeichner Jelena Jankovic



Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Leergespärre	Maßstab 1:75
04	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	 	Zeichner Jelena Jankovic

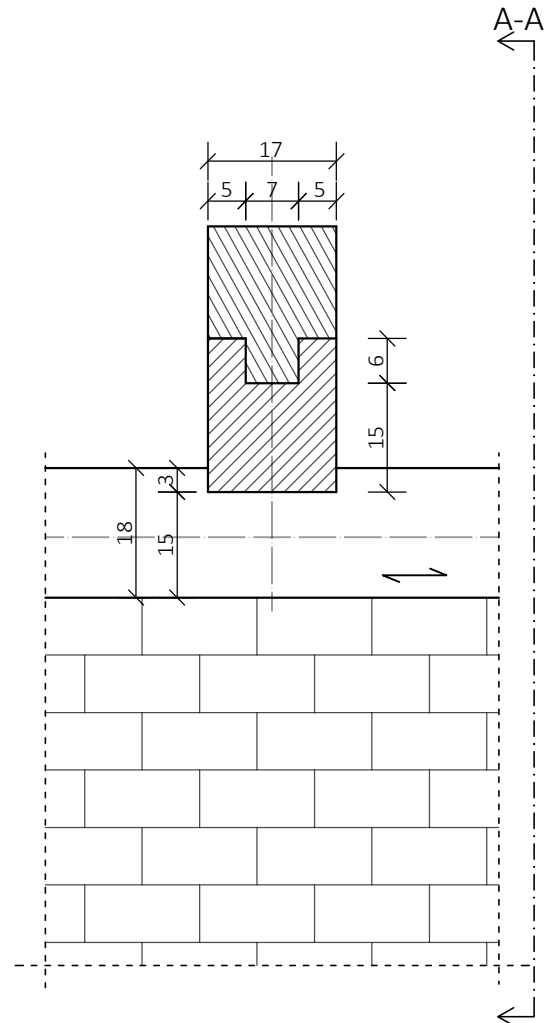
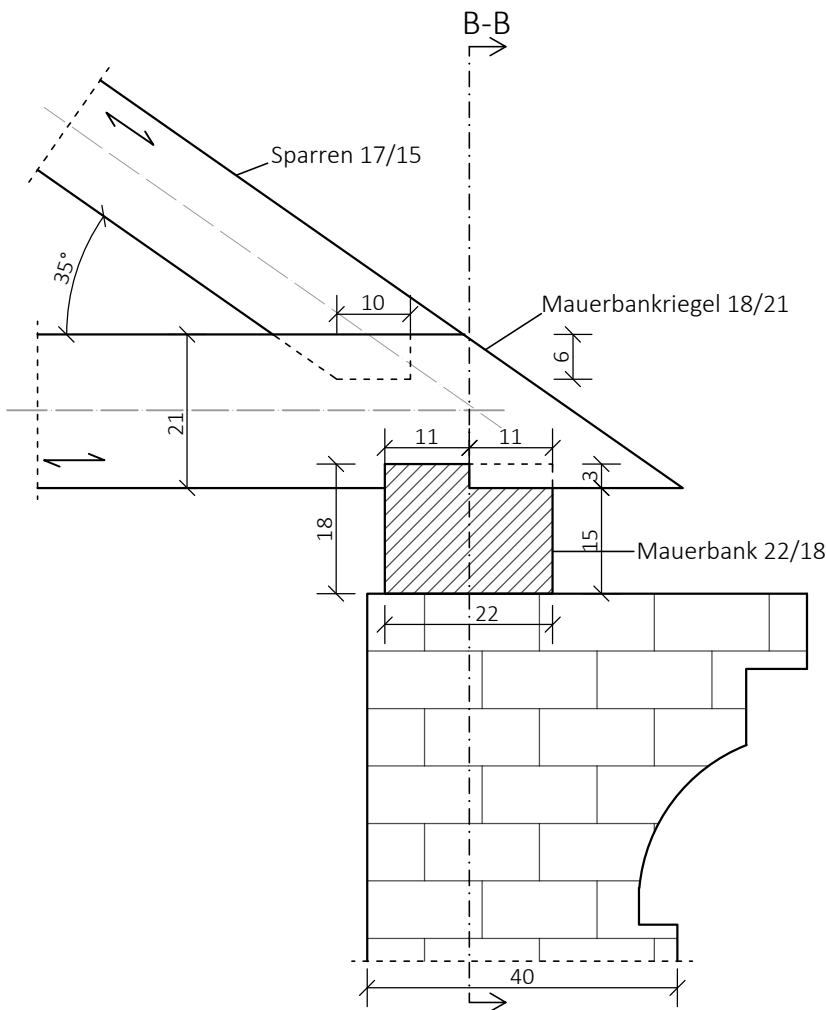


Plan Nummer	Schnitte Längsschnitt, Achse C-C	Maßstab 1:75
05	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	 	Zeichner Jelena Jankovic

1. Mauerbank - Sparren - Mauerbankriegel „Zapfen“ und „Halbkamm“

Ansicht A-A

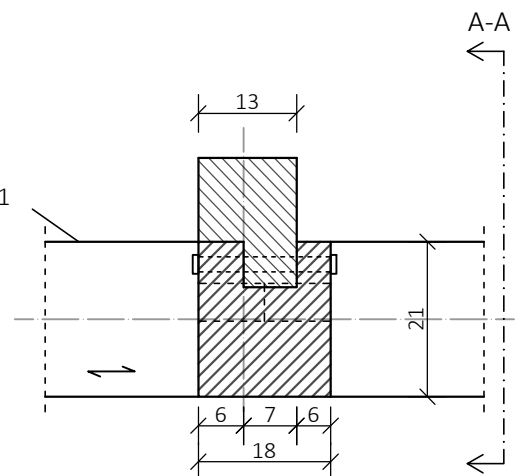
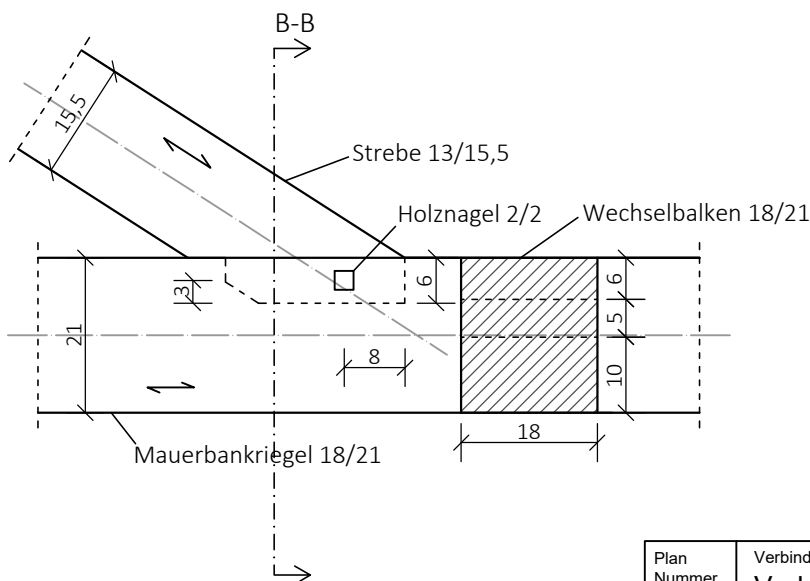
Schnitt B-B





2. Strebe - Wechselbalken - Mauerbankriegel „Zapfen“

Ansicht A-A

Schnitt B-B



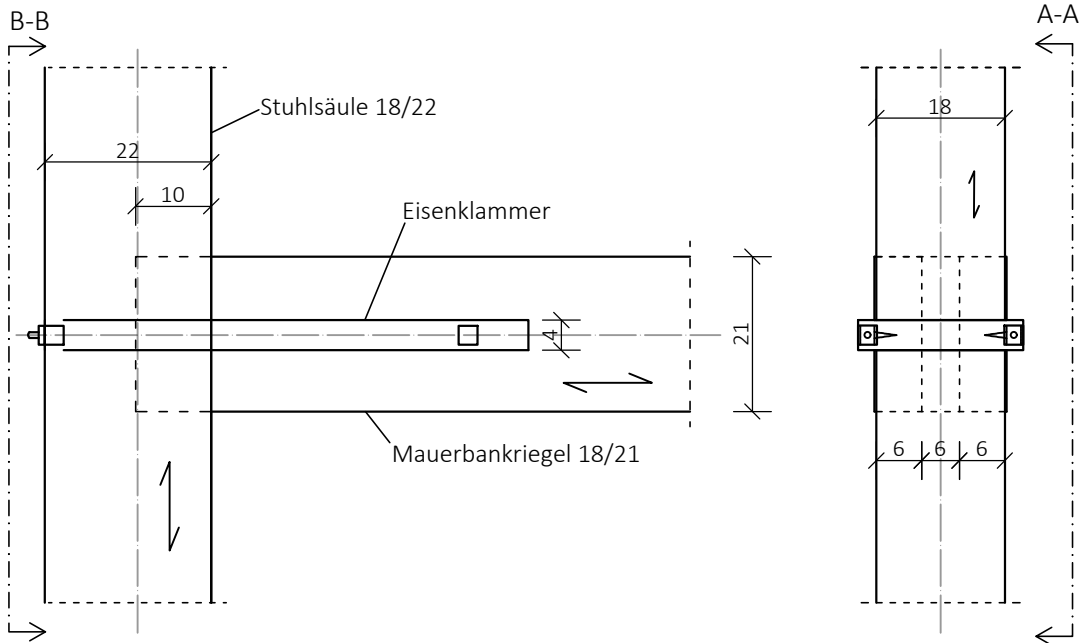
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 1-2	Maßstab 1:10
06	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	 	
		Zeichner Jelena Jankovic

3. Stuhlsäule - Mauerbankriegel „Zapfen“

Ansicht A-A

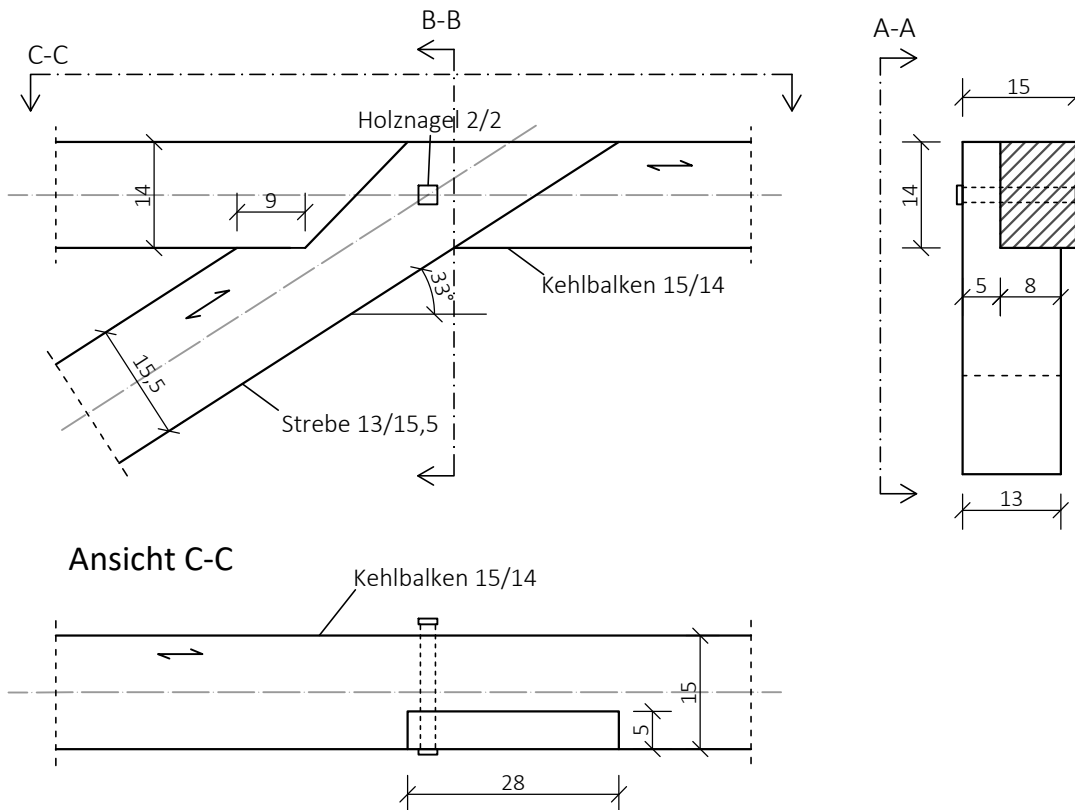
Schnitt B-B





4. Kehlbalken - Strebe „Weißschwanz“

Ansicht A-A

Schnitt B-B

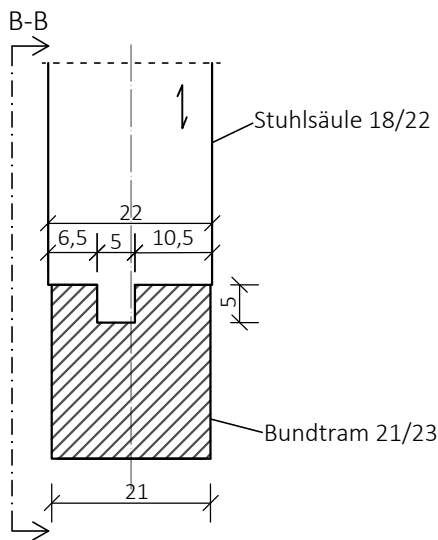


Alle Maße in cm

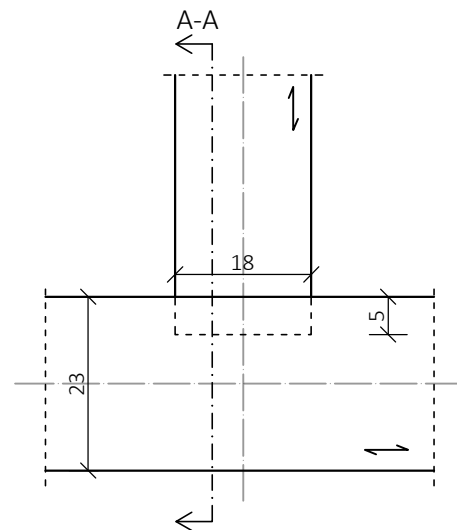
Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 3-4	Maßstab 1:10
07	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	 	Zeichner Jelena Jankovic

5. Stuhlsäule - Bundtram „Zapfen“

Schnitt A-A

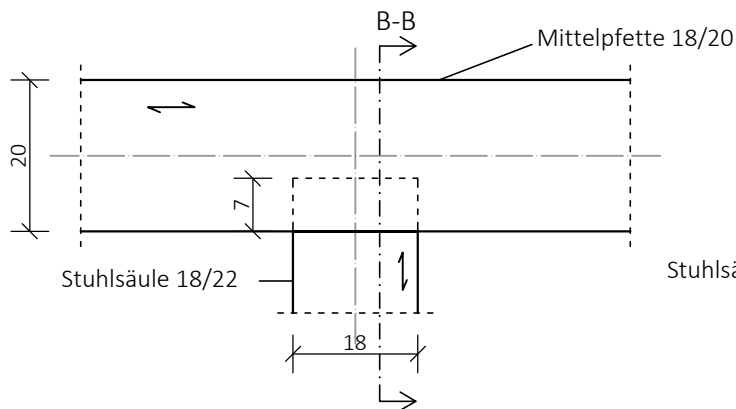


Ansicht B-B

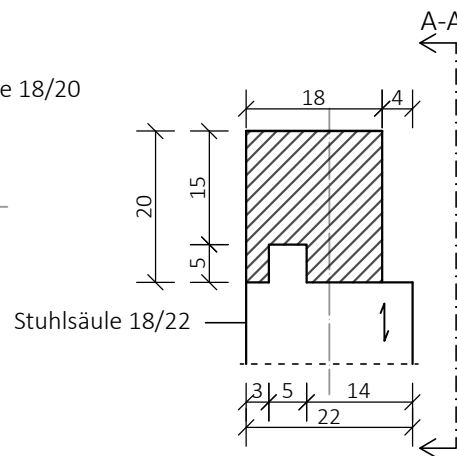


6. Mittelpfette - Stuhlsäule „gerader Zapfen“



Ansicht A-A



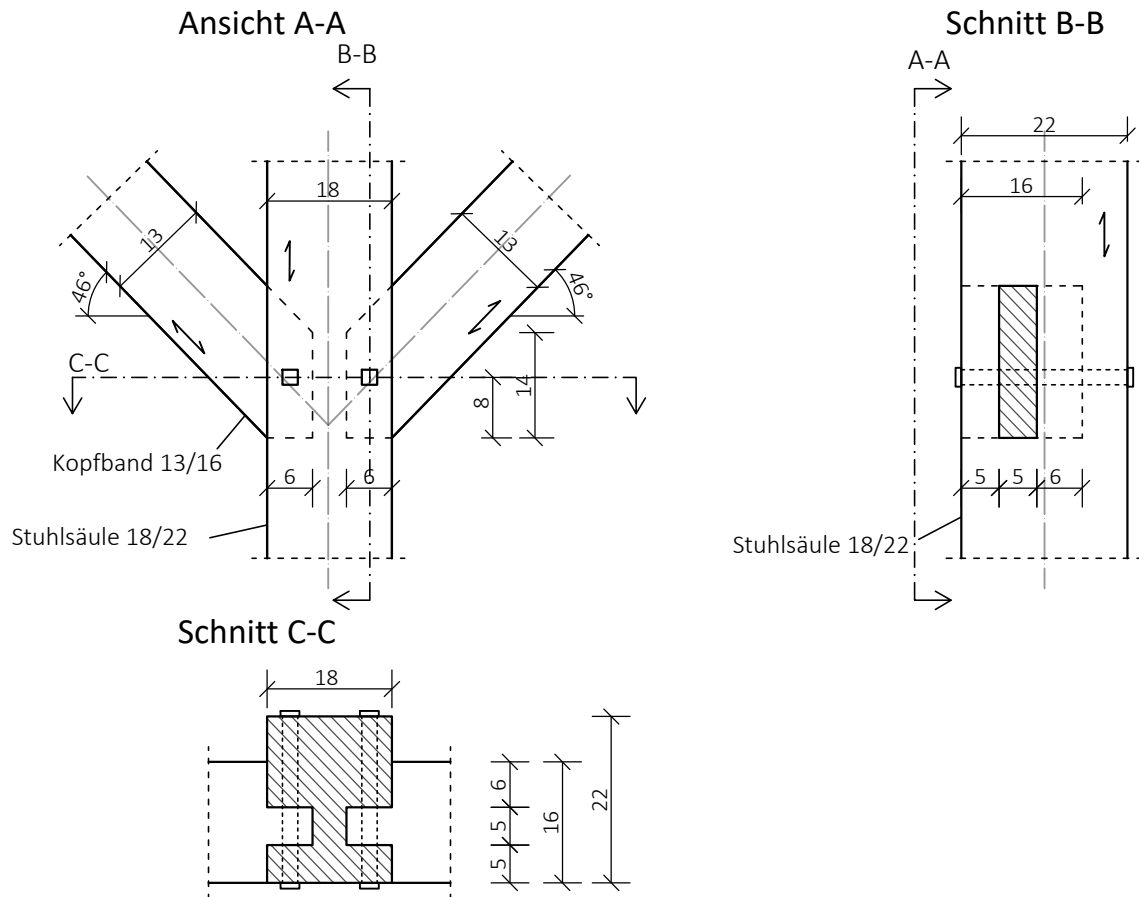
Schnitt B-B



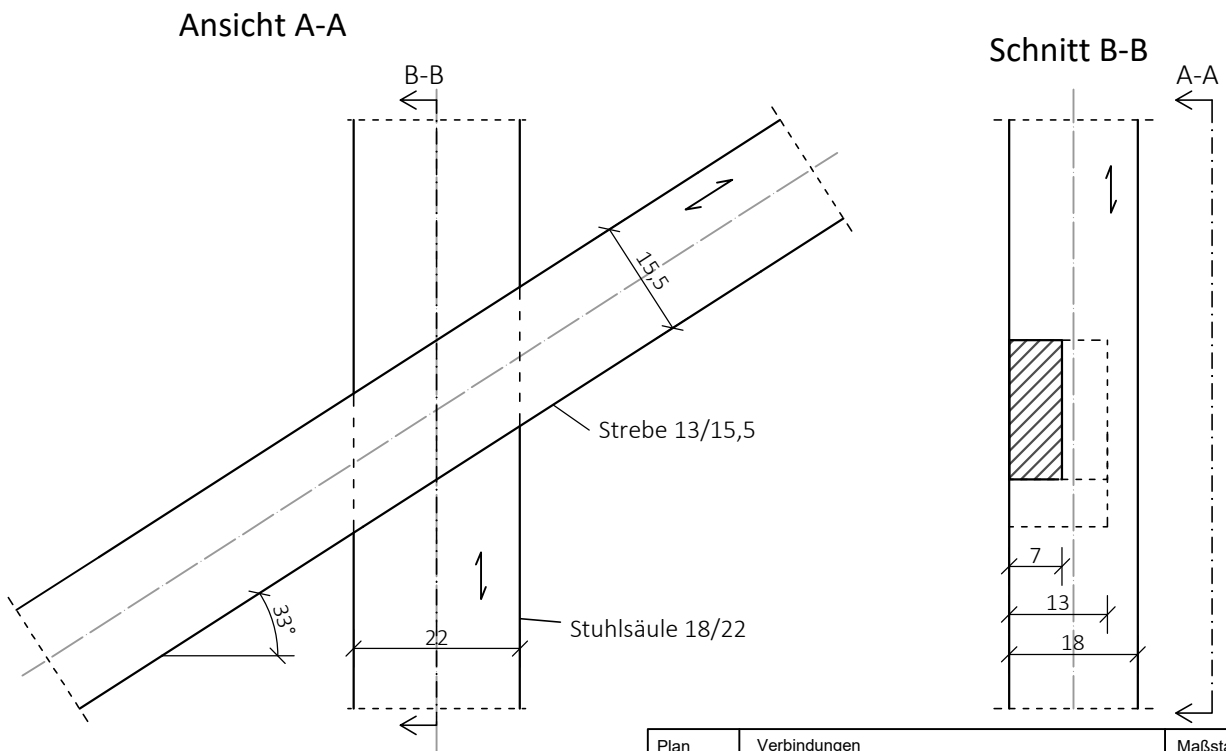
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 5-6	Maßstab 1:10
08	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	 	Zeichner Jelena Jankovic



7. Stuhlsäule - Kopfband „Zapfen“



8. Stuhlsäule - Strebe „Überblattung“

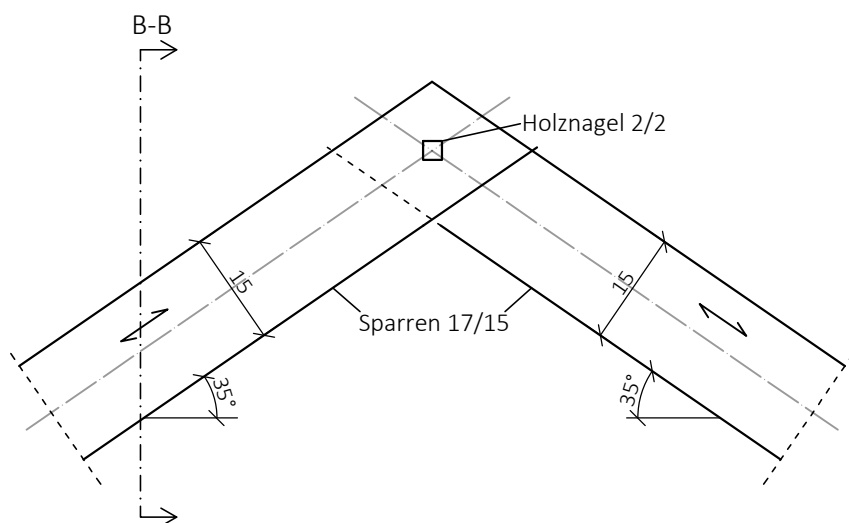


Alle Maße in cm

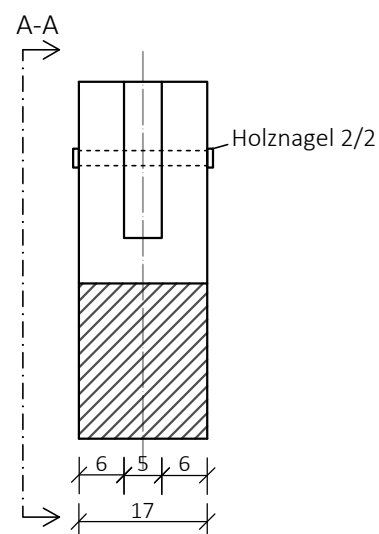
Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 7-8	Maßstab 1:10
09	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic

9. First „Scherzapfen“

Ansicht A-A

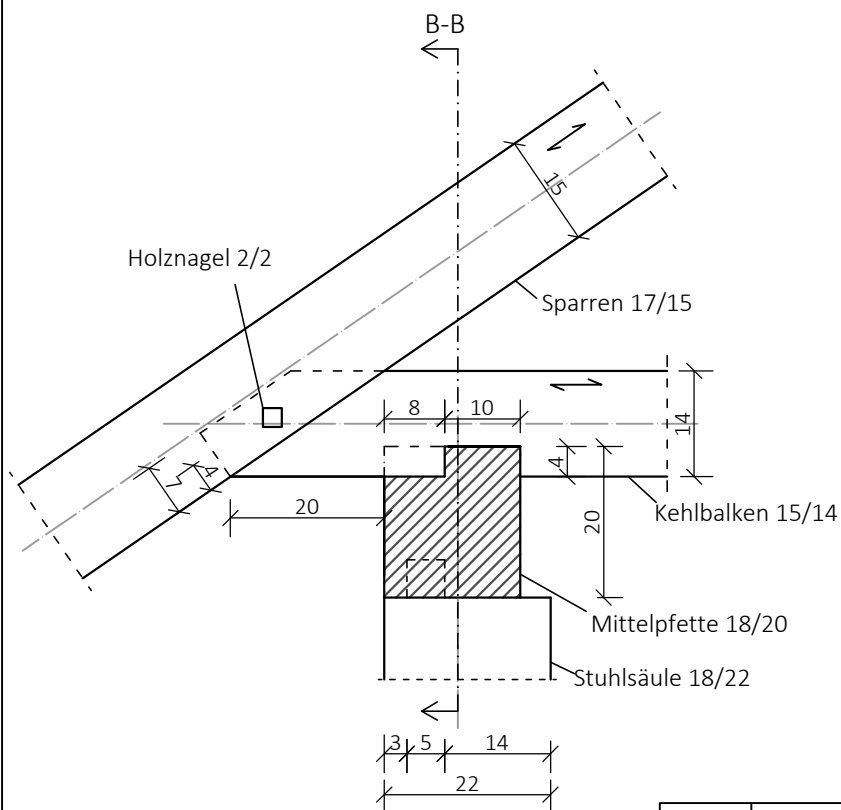


Schnitt B-B

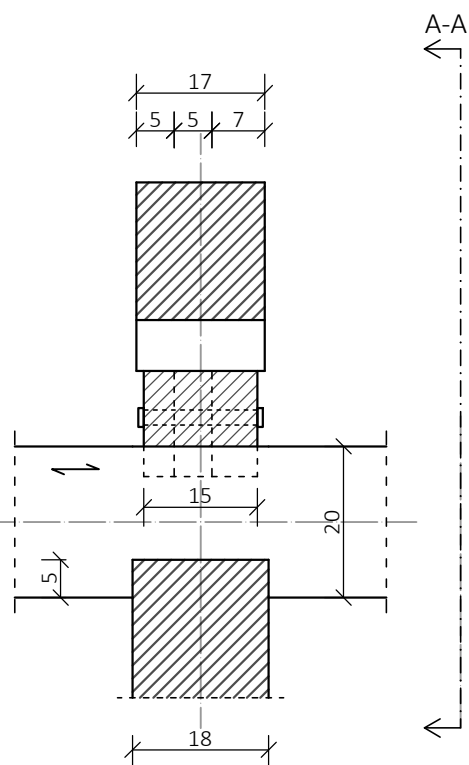


10. Sparren - Kehlbalken - Mittelpfette - Stuhlsäule „Zapfen“ und „Halbkamm“



Schnitt A-A

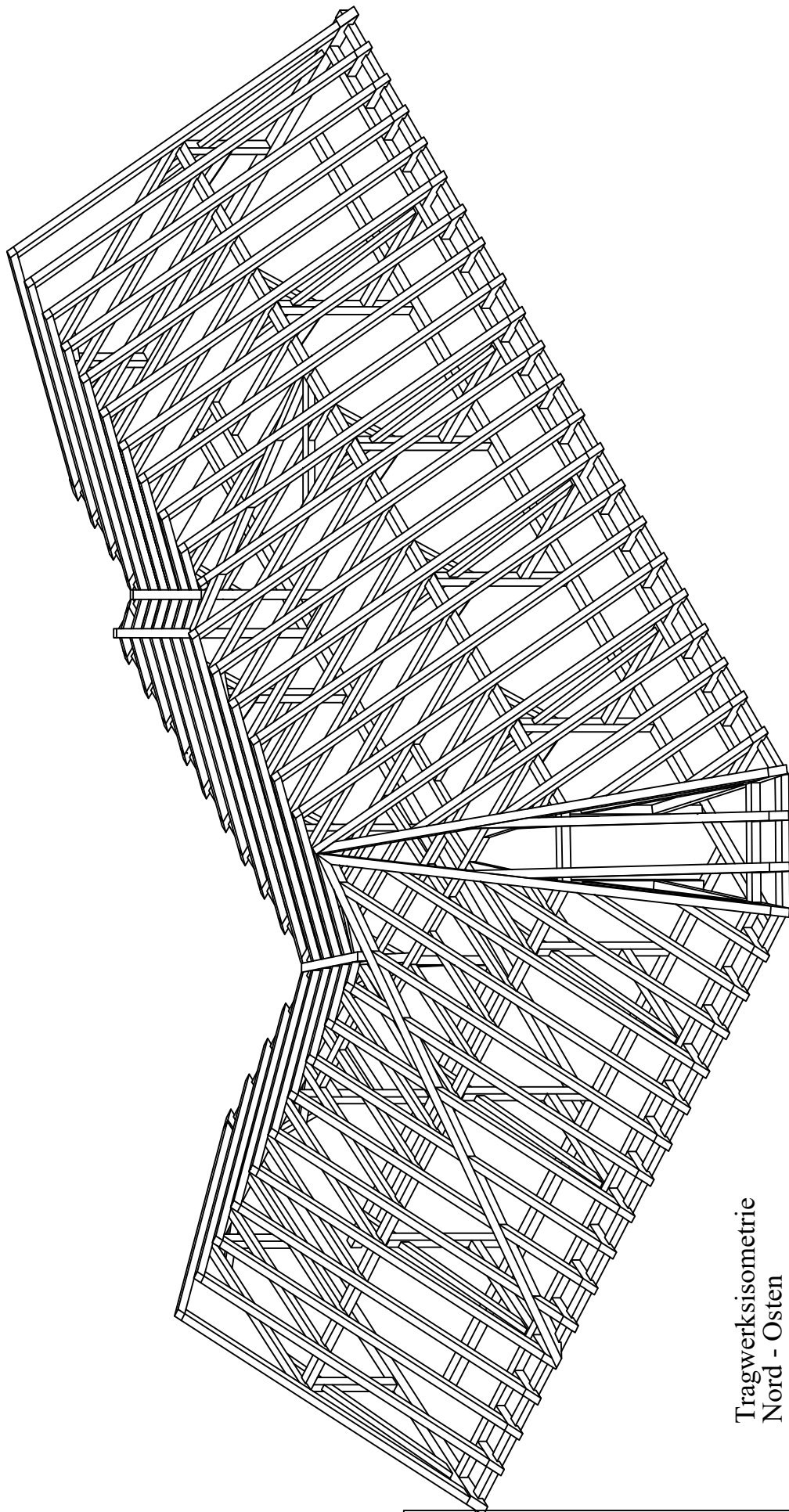


Schnitt B-B



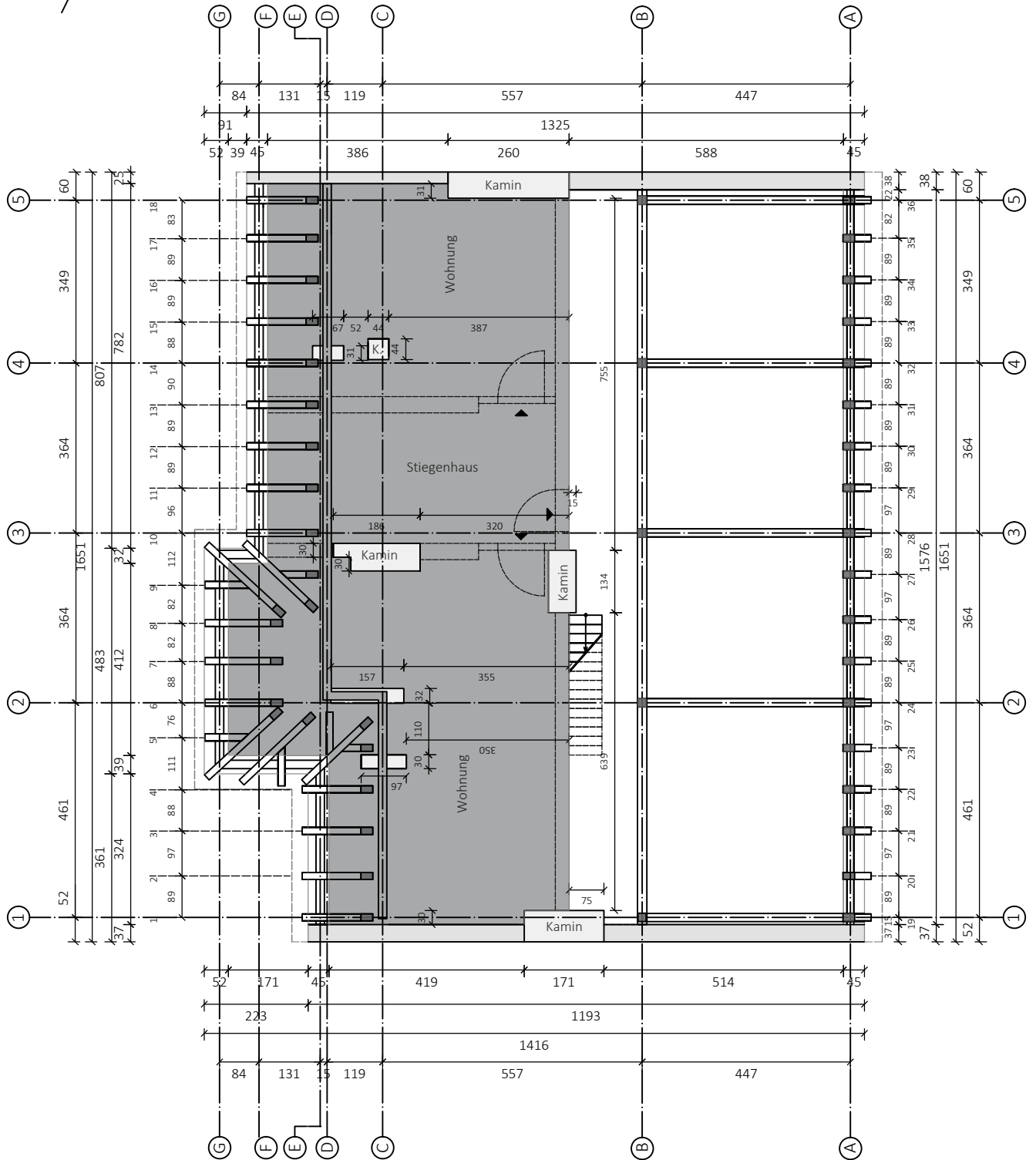
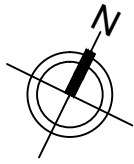
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 9-10	Maßstab 1:10
10	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic

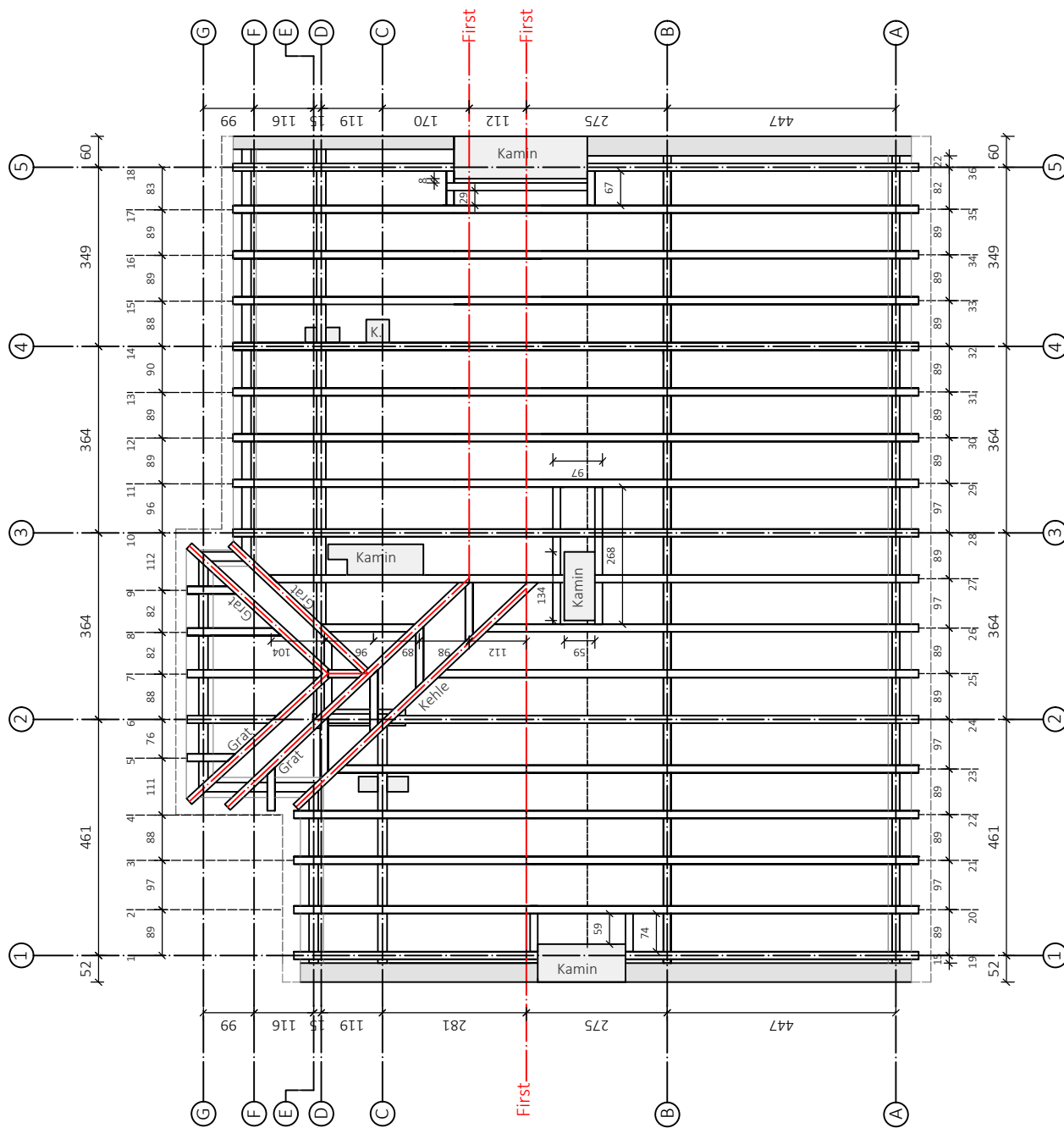
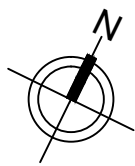


Tragwerksisometrie
Nord - Osten

Plan Nummer	Grundrisse 3D Modell - Nord-Osten Ansicht	Maßstab -
11	Projekt Dach Leonhardstraße 6	Datum 24.10.2022
	 	Zeichner entnommen aus der MA von Matthias Fattinger



Plan Nummer	Grundrisse Grundriss Dachwerk	Maßstab 1:125
01	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Jelena Jankovic

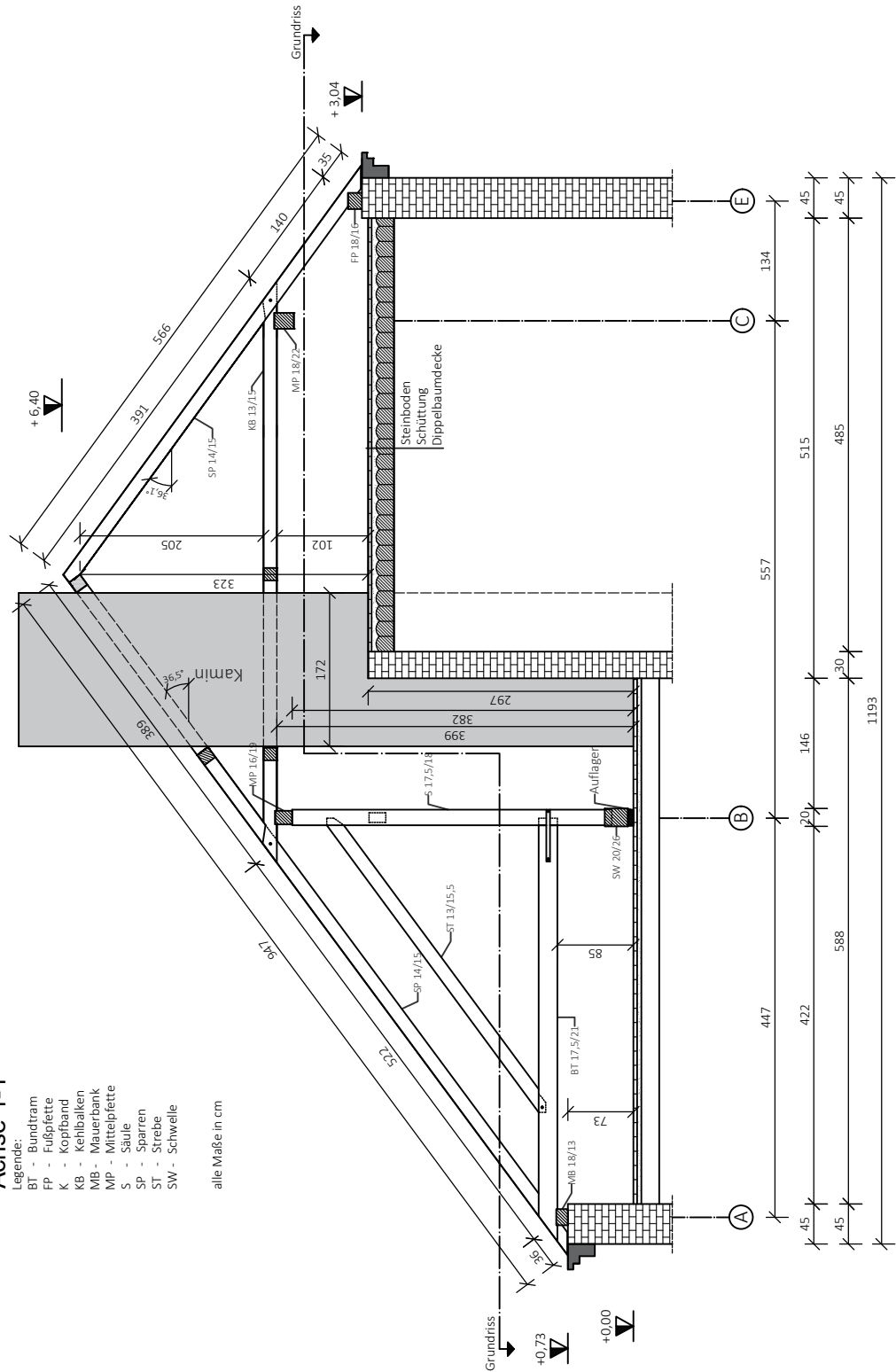




Achse 1-1

Legende:

- BT - Bundtrahm
- FP - Fußpfette
- K - Kopfband
- KB - Kehlbalken
- MB - Mauerbank
- MP - Mittelpfette
- S - Säule
- SP - Sparren
- ST - Strebe
- SW - Schwelle

alle Maße in cm



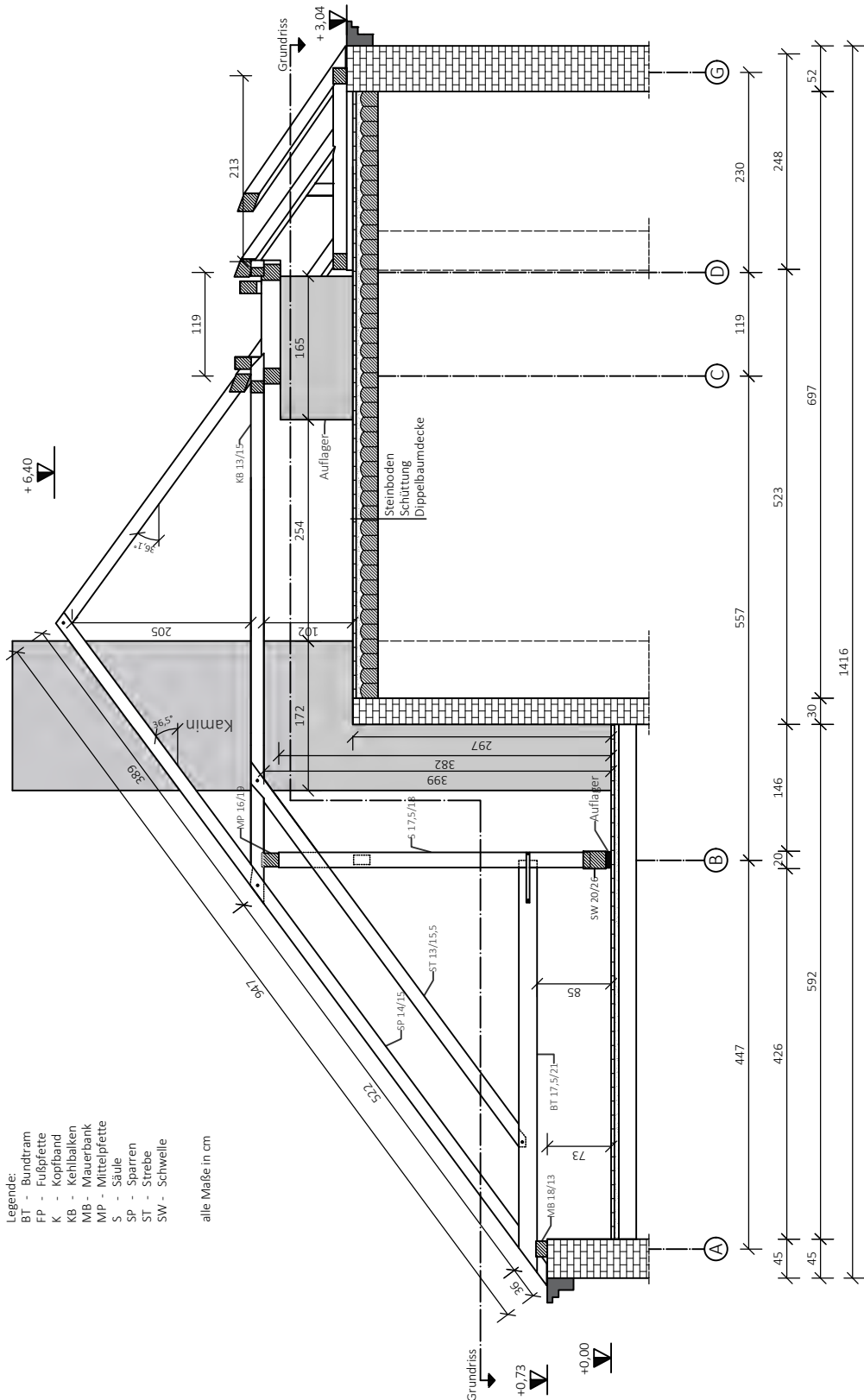
Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Achse 1-1	Maßstab 1:75
03	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	 	
		Zeichner Jelena Jankovic



Achse 2-2

Legende:

- BT - Bundtriam
- FP - Fußpfette
- K - Kopfband
- KB - Kehlbalken
- MB - Mauerbank
- MP - Mittelplatte
- S - Säule
- SP - Sparren
- ST - Strebe
- SW - Schwelle

alle Maße in cm



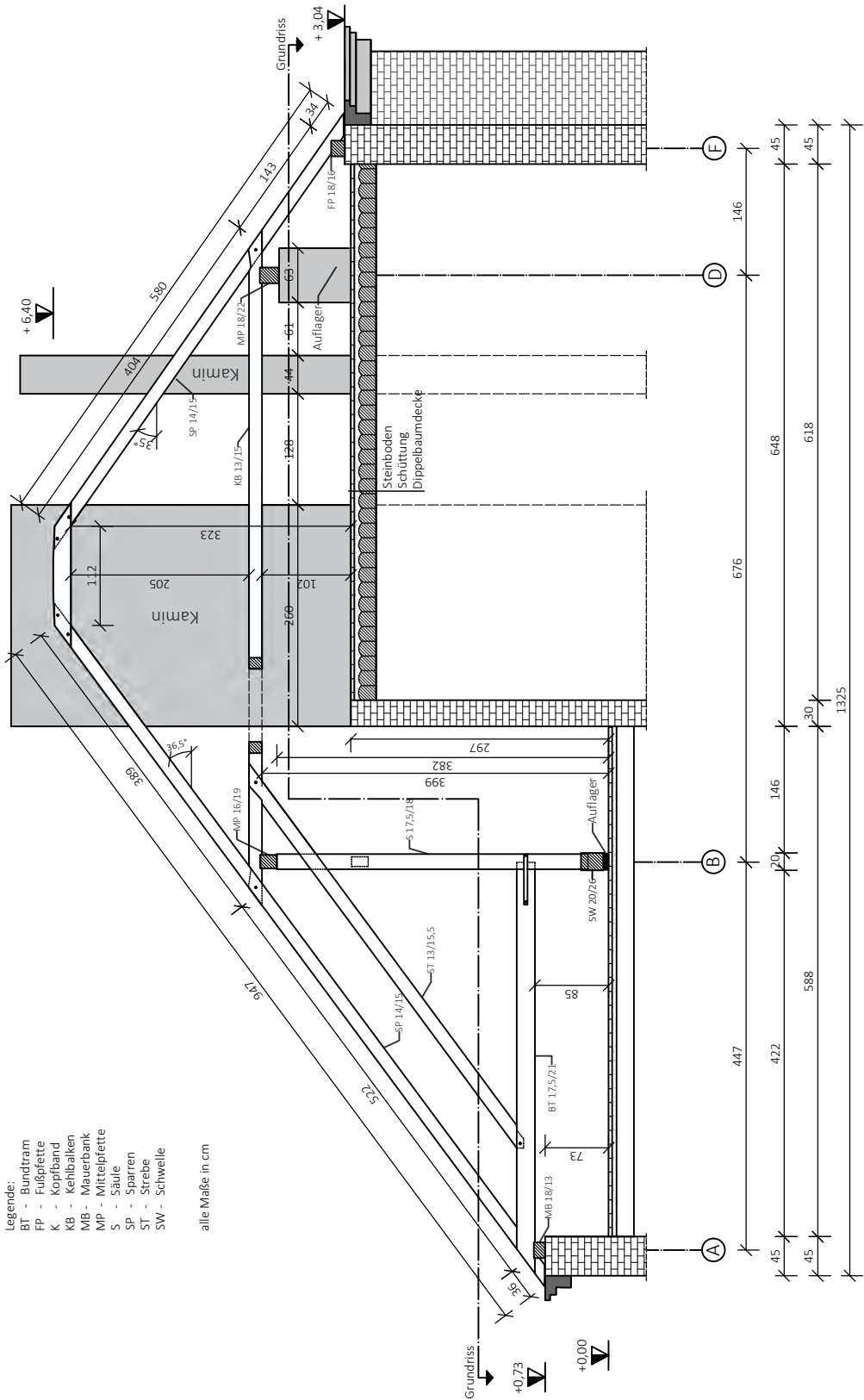
Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Achse 2-2	Maßstab 1:75
04	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Jelena Jankovic



Achse 3-3

Legende:

- BT - Bundstram
- FP - Fußplatte
- K - Kopfband
- KB - Kehlbalken
- MB - Mauerbank
- MP - Mittelpfette
- S - Säule
- SP - Sparren
- ST - Strebe
- SW - Schwelle

alle Maße in cm

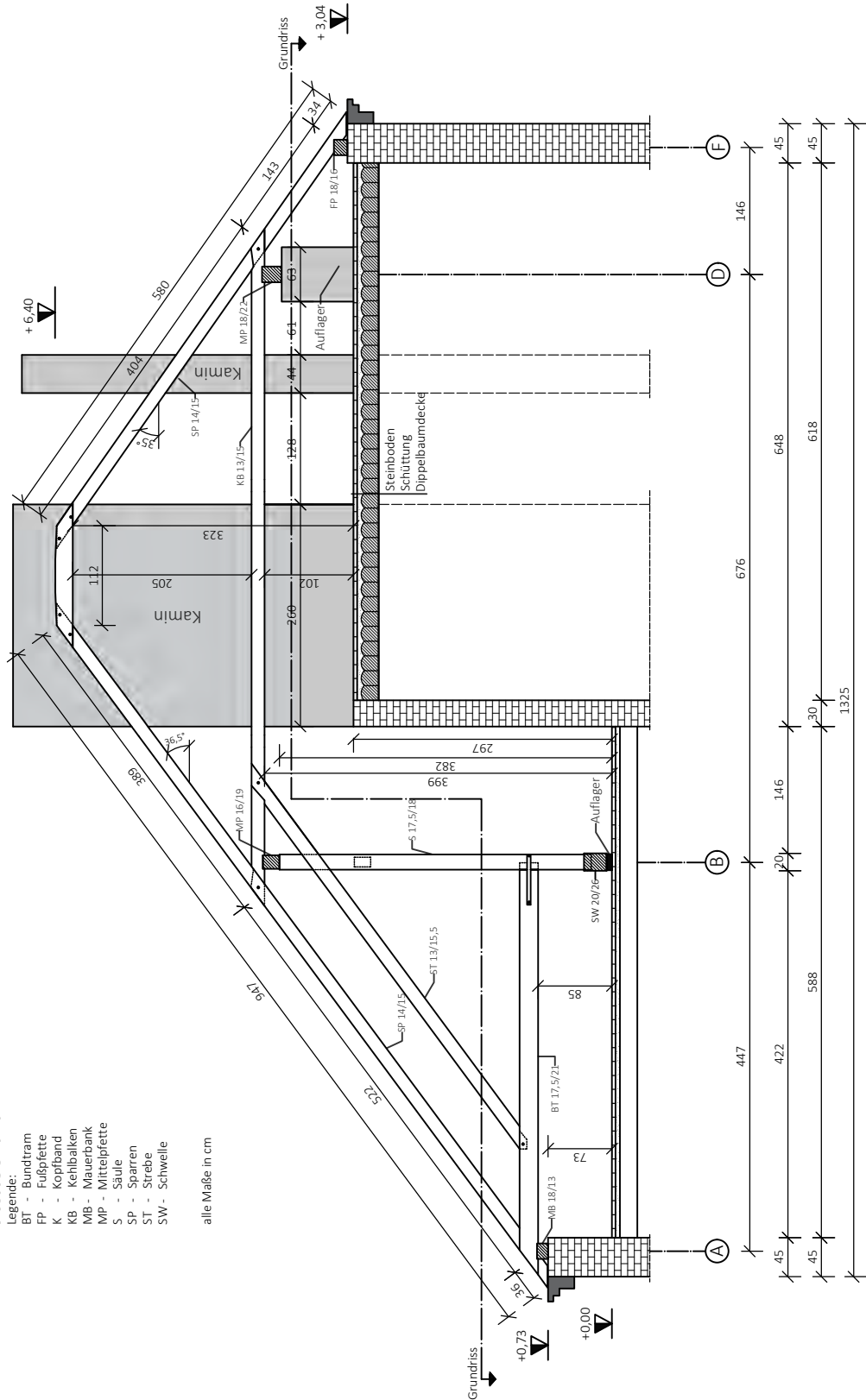




Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Achse 3-3	Maßstab 1:75
05	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Jelena Jankovic

Achse 4-4

- Legende:
 BT - Bundtramm
 FP - Fußpfette
 K - Korbband
 KB - Kehlbalken
 MB - Mauerbank
 MP - Mittelpfette
 S - Säule
 ST - Strebe
 SW - Schwelle

alle Maße in cm



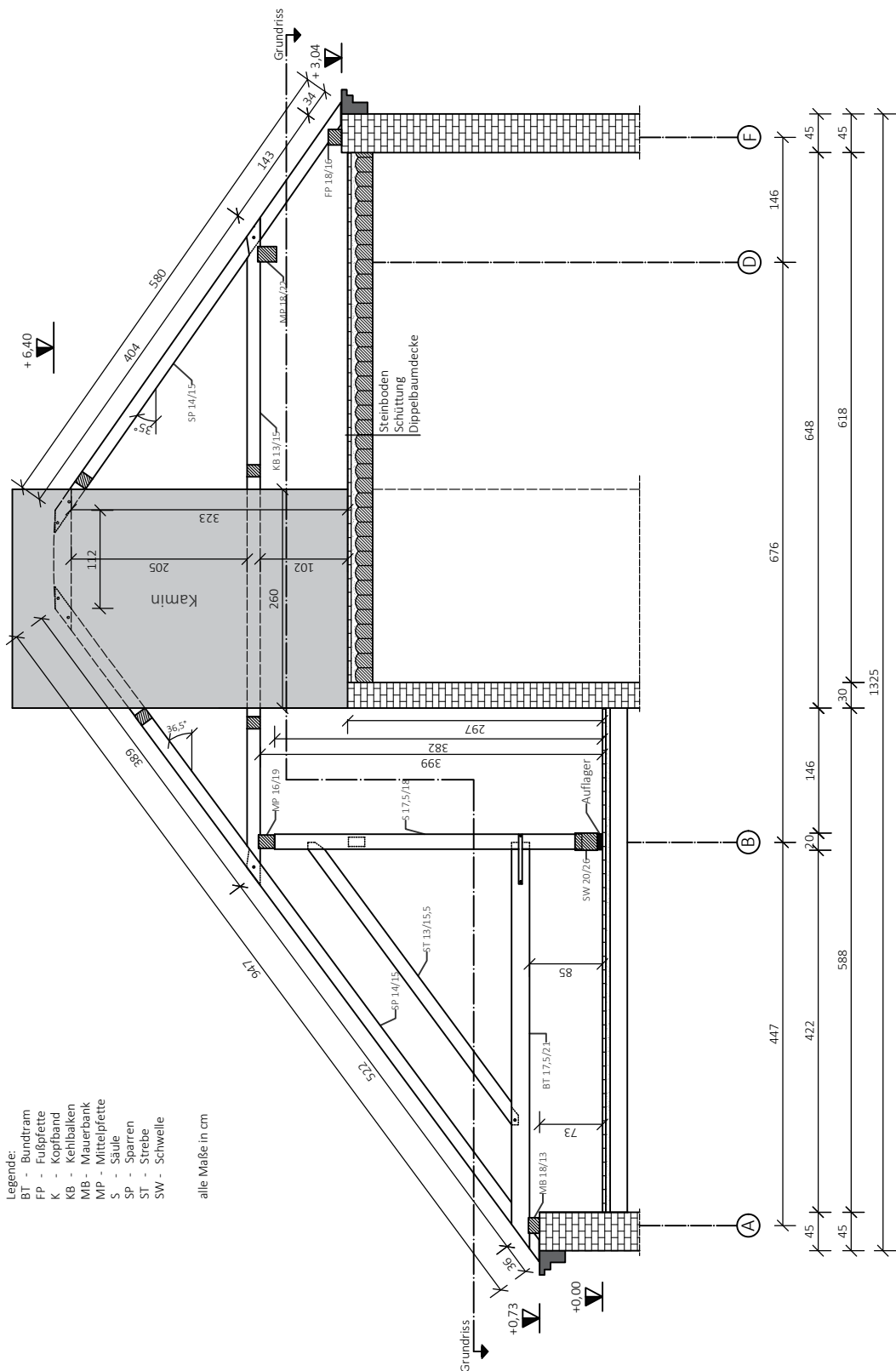
Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Achse 4-4	Maßstab 1:75
06	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	 	Zeichner Jelena Jankovic



Achse 5-5

Legende:

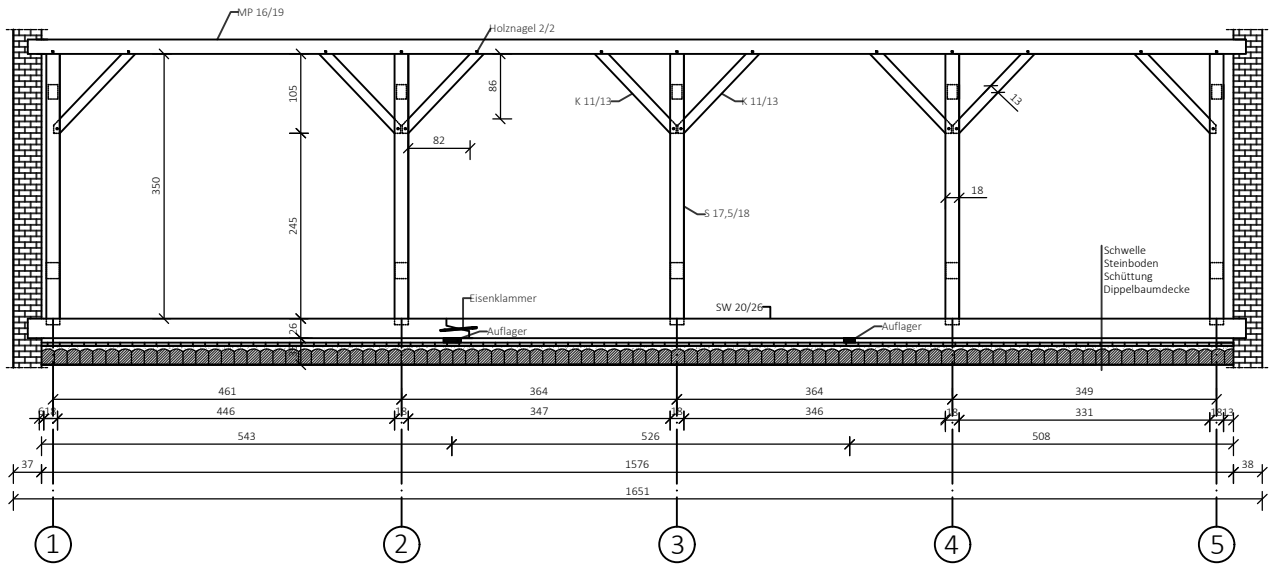
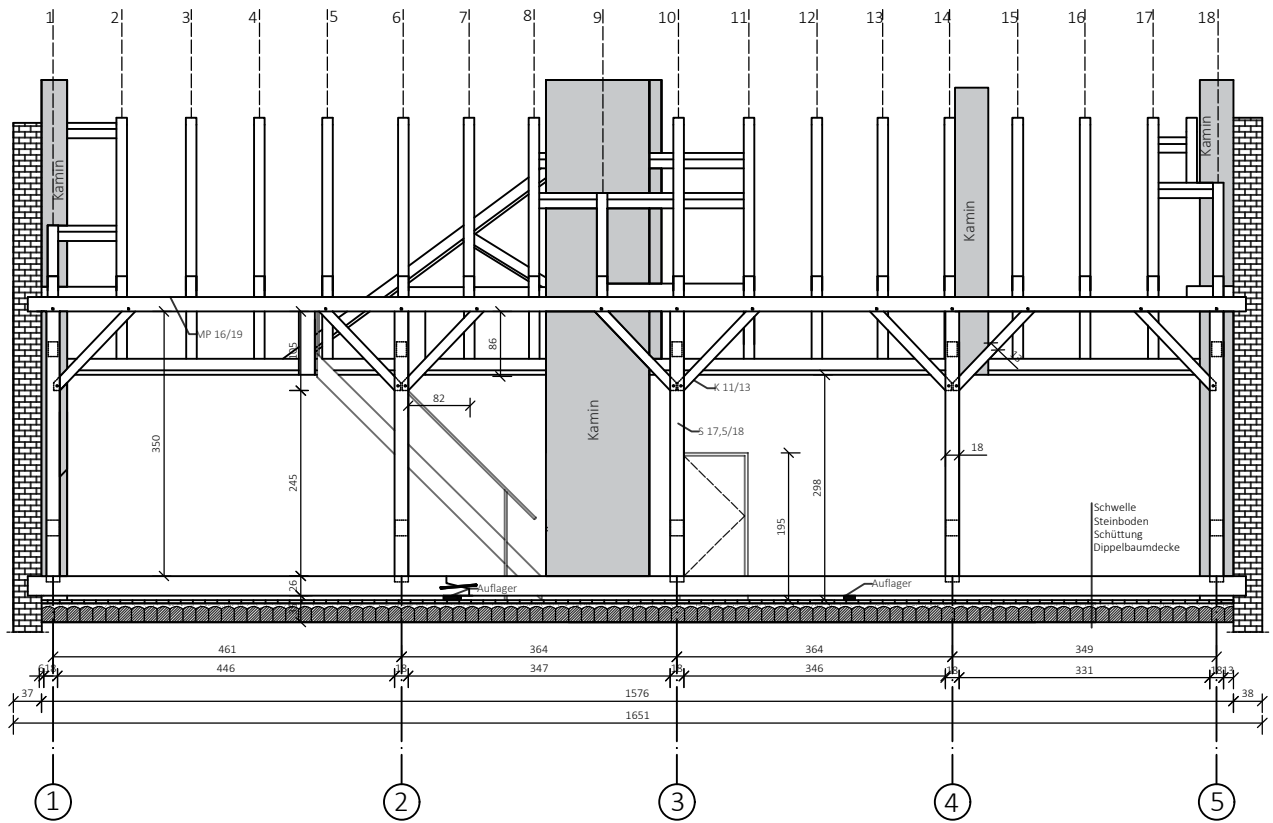
- BT - Bundtriam
- FP - Fußpfette
- K - Kopfband
- KB - Kehlbalken
- MB - Mauerbank
- MP - Mittelpfette
- S - Säule
- ST - Strebe
- SW - Schwelle

alle Maße in cm



Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Achse 5-5	Maßstab 1:75
07	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Jelena Jankovic


Längsschnitt mit Ansicht Achse B-B



Achse B-B

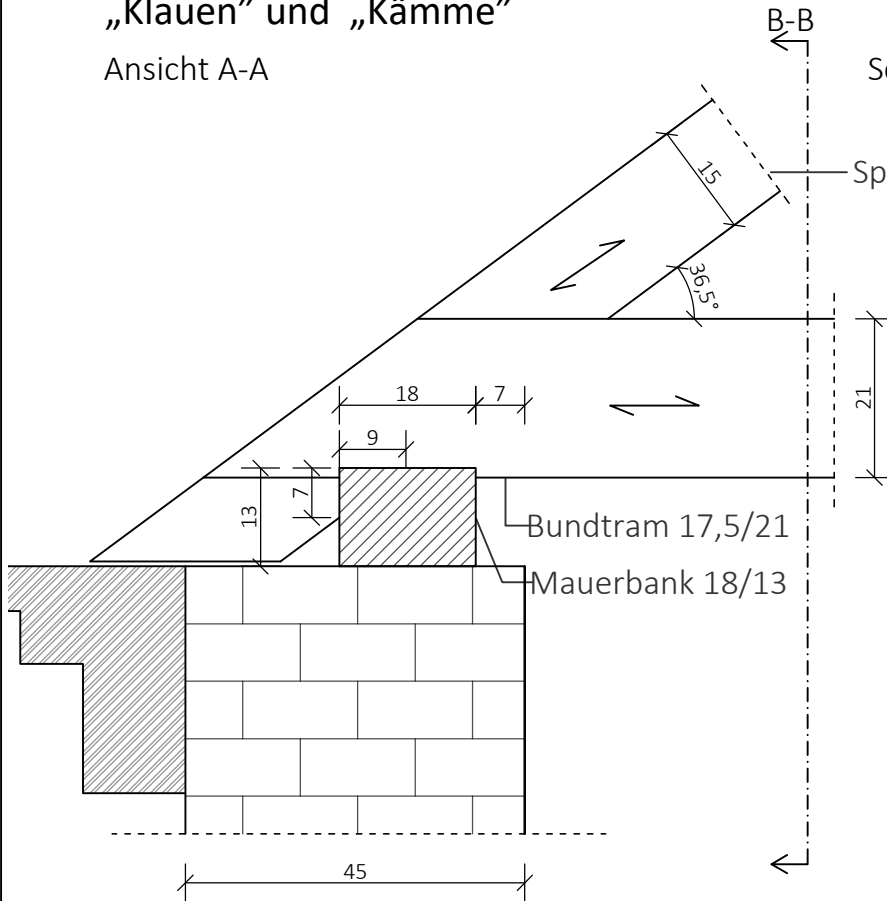
- Legende:
- BT - Bundtramm
 - FP - Fußpfette
 - K - Kopfband
 - KB - Kehlbalken
 - MB - Mauerbank
 - MP - Mittelpfette
 - S - Säule
 - SP - Sparren
 - ST - Strebe
 - SW - Schwelle

alle Maße in cm

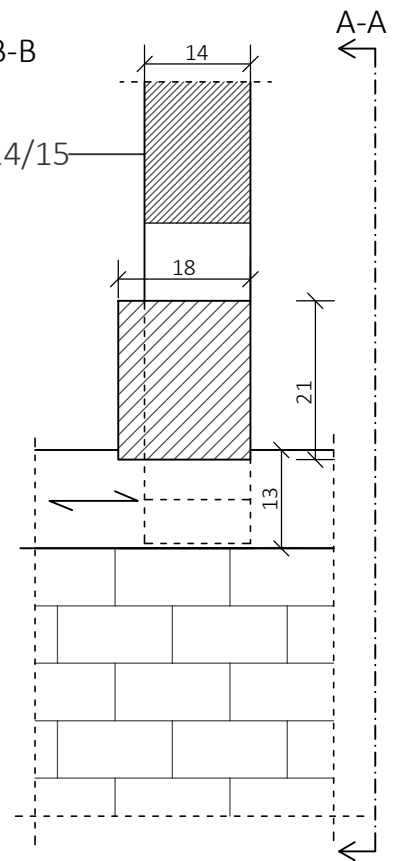
Plan Nummer	Schnitte Längsschnitt Achse B-B	Maßstab 1:100
08	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
		
		Zeichner Jelena Jankovic

1. Mauerbank - Sparren - Bundtram „Klauen“ und „Kämme“

Ansicht A-A

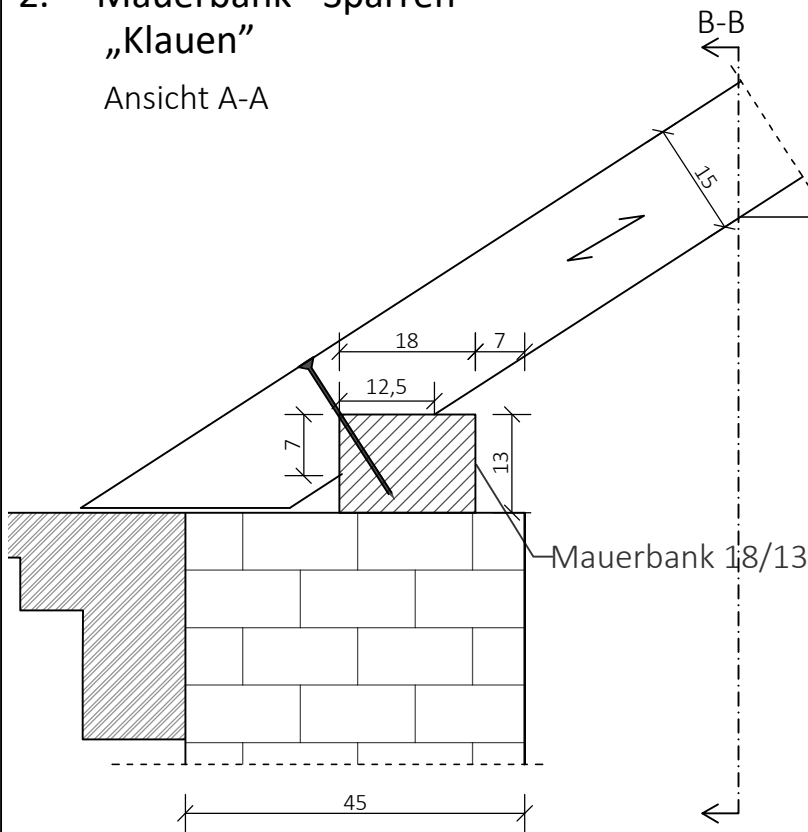


Schnitt B-B

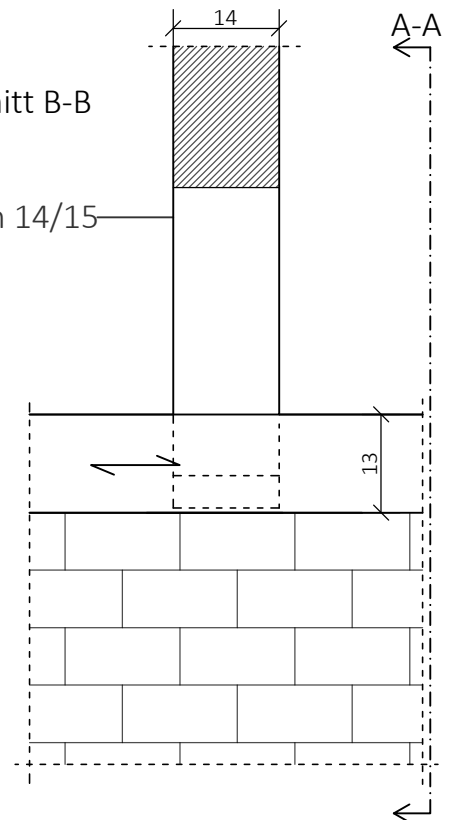


2. Mauerbank - Sparren „Klauen“



Ansicht A-A



Schnitt B-B

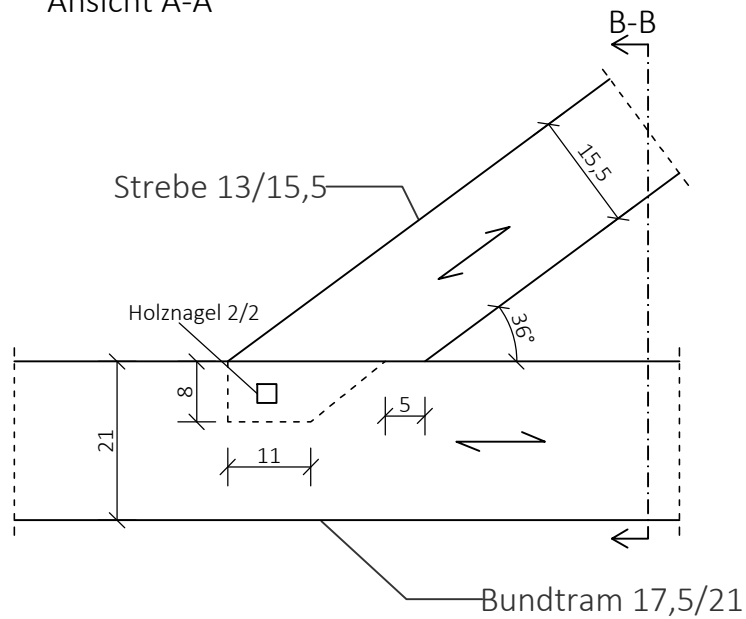


Alle Maße in cm

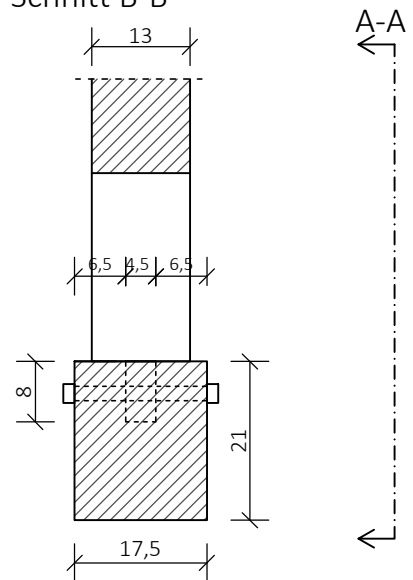
Plan Nummer 09	Verbindungen Verbindungen 1-2	Maßstab 1:10
	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	 	Zeichner Jelena Jankovic

3. Bundtram - Strebe „schräger Zapfen“

Ansicht A-A

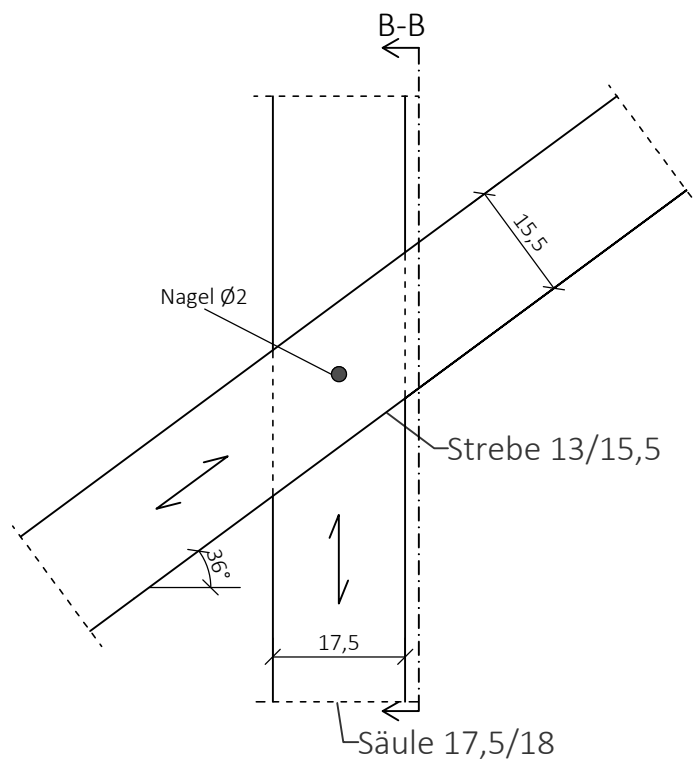


Schnitt B-B

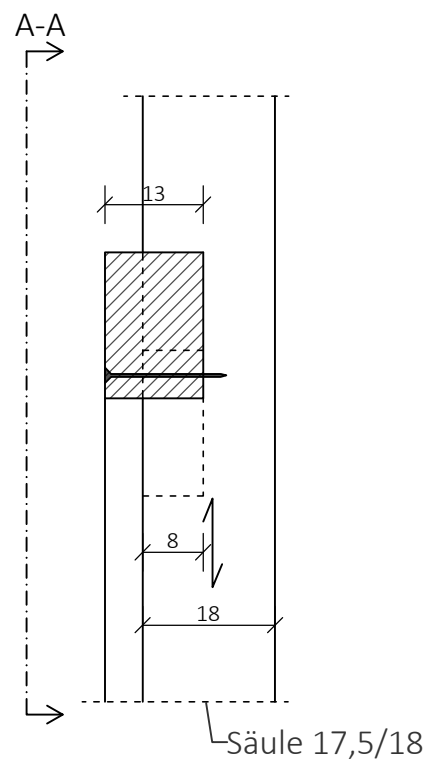


4. Strebe - Säule „Einblattung“



Ansicht A-A



Schnitt B-B



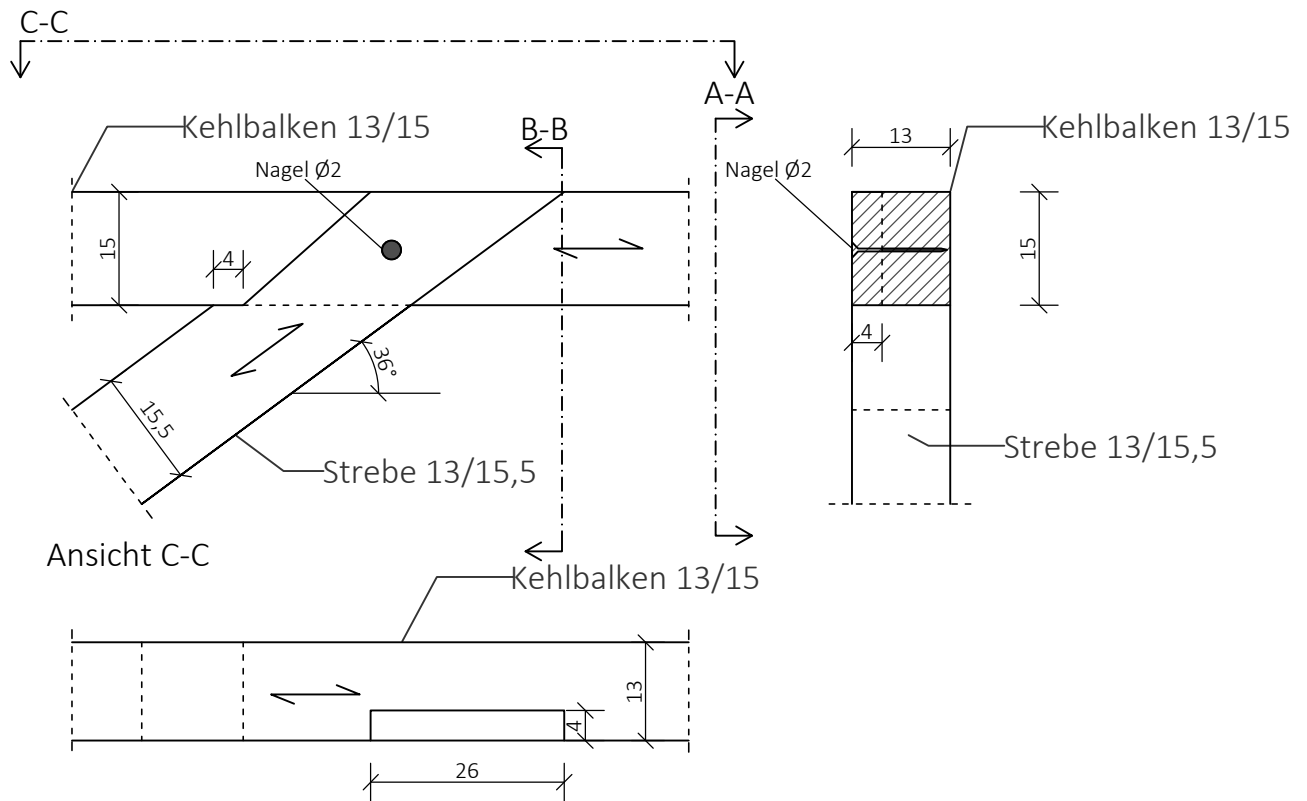
Alle Maße in cm

Plan Nummer 10	Verbindungen Verbindungen 3-4	Maßstab 1:10
	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic

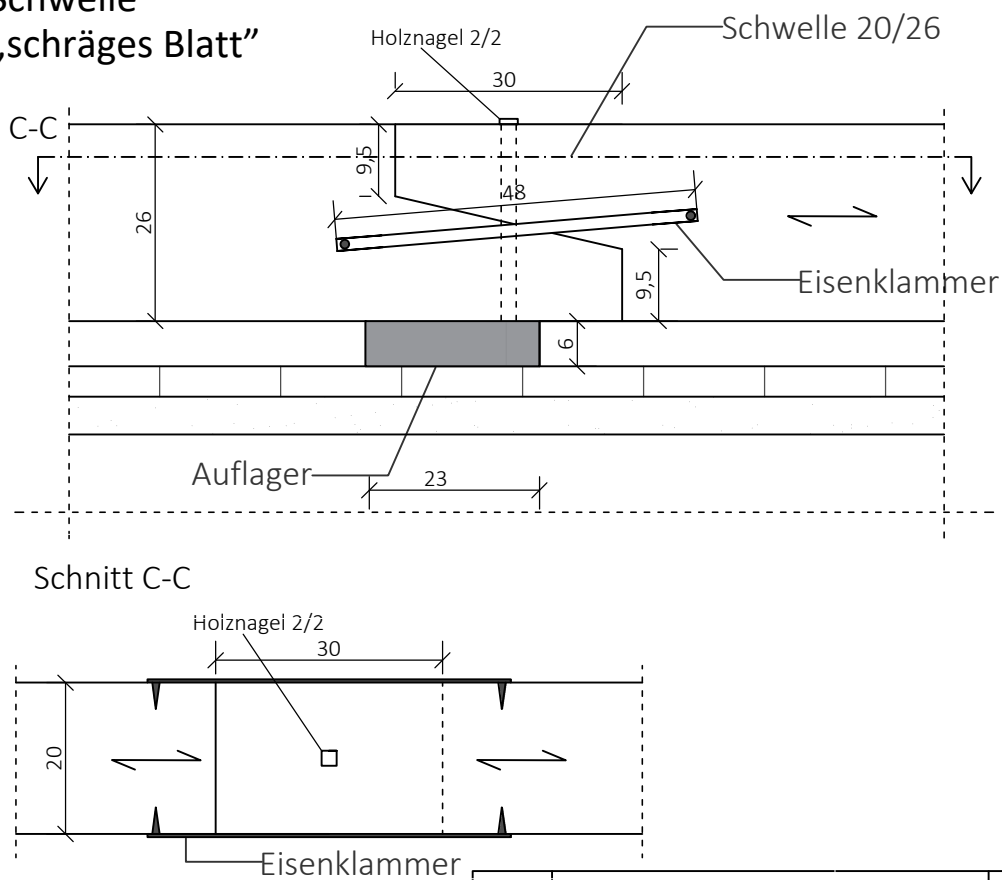
5. Kehlbalken - Strebe „Weißschwanz“

Ansicht A-A



Schnitt B-B



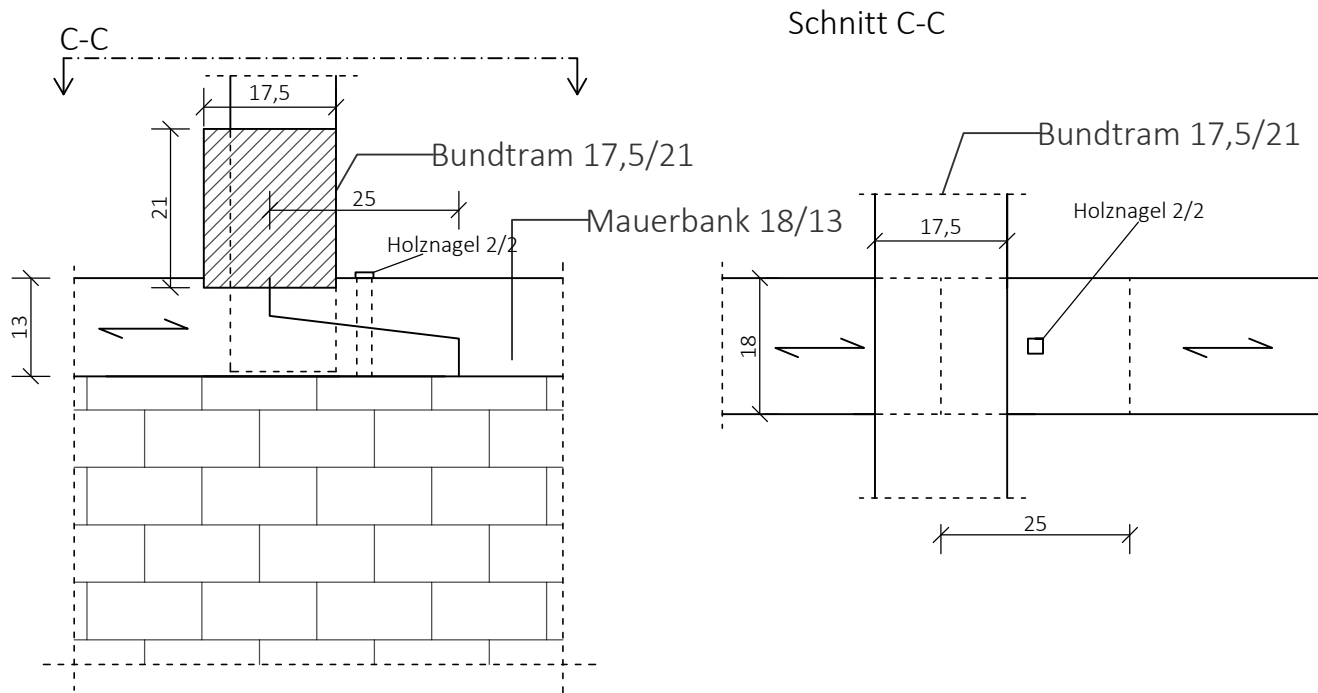
6a. Schwelle „schräges Blatt“



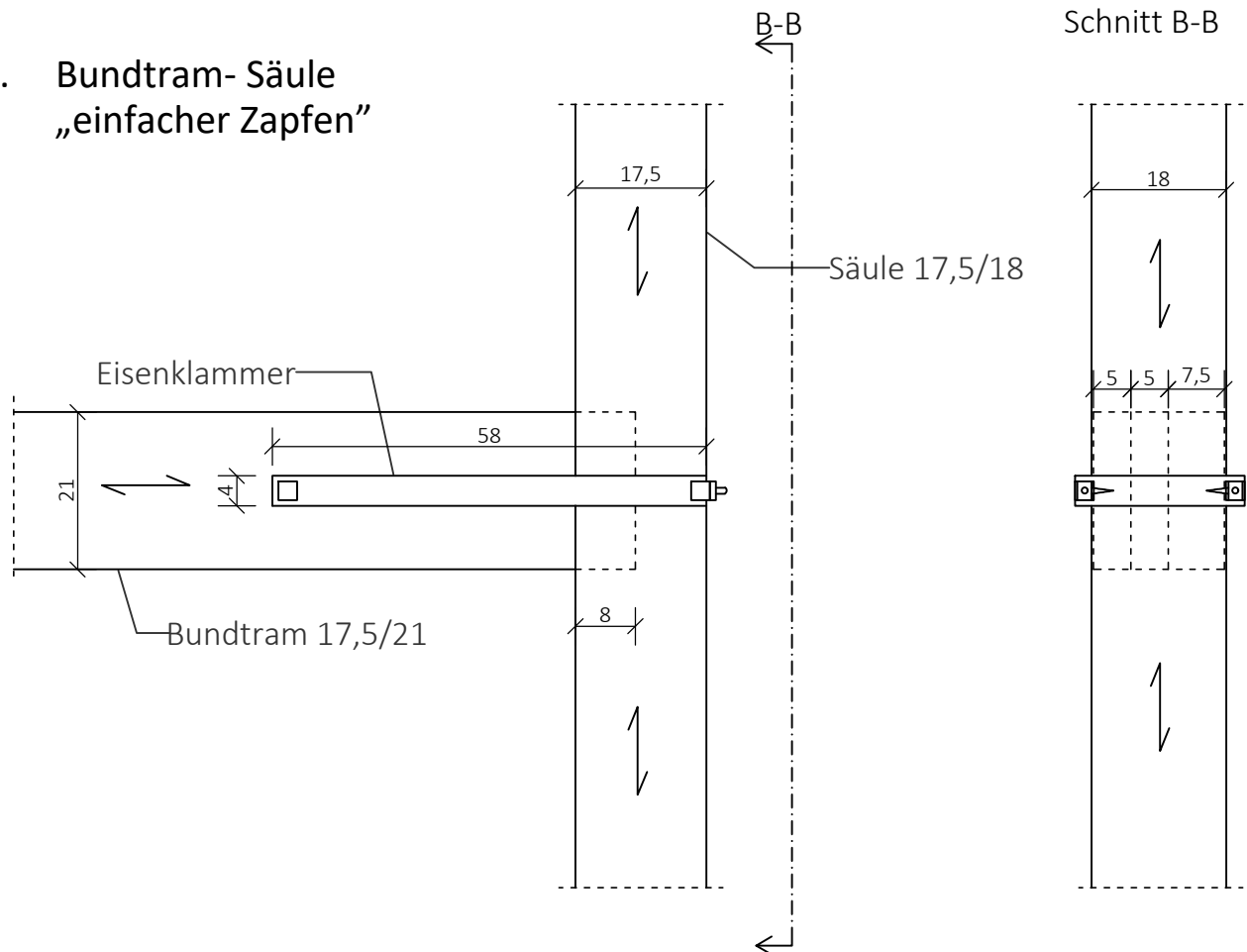
Alle Maße in cm

Plan Nummer 11	Verbindungen Verbindungen 5, 6a	Maßstab 1:10
	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic



6b. Mauerbank „schräges Blatt“



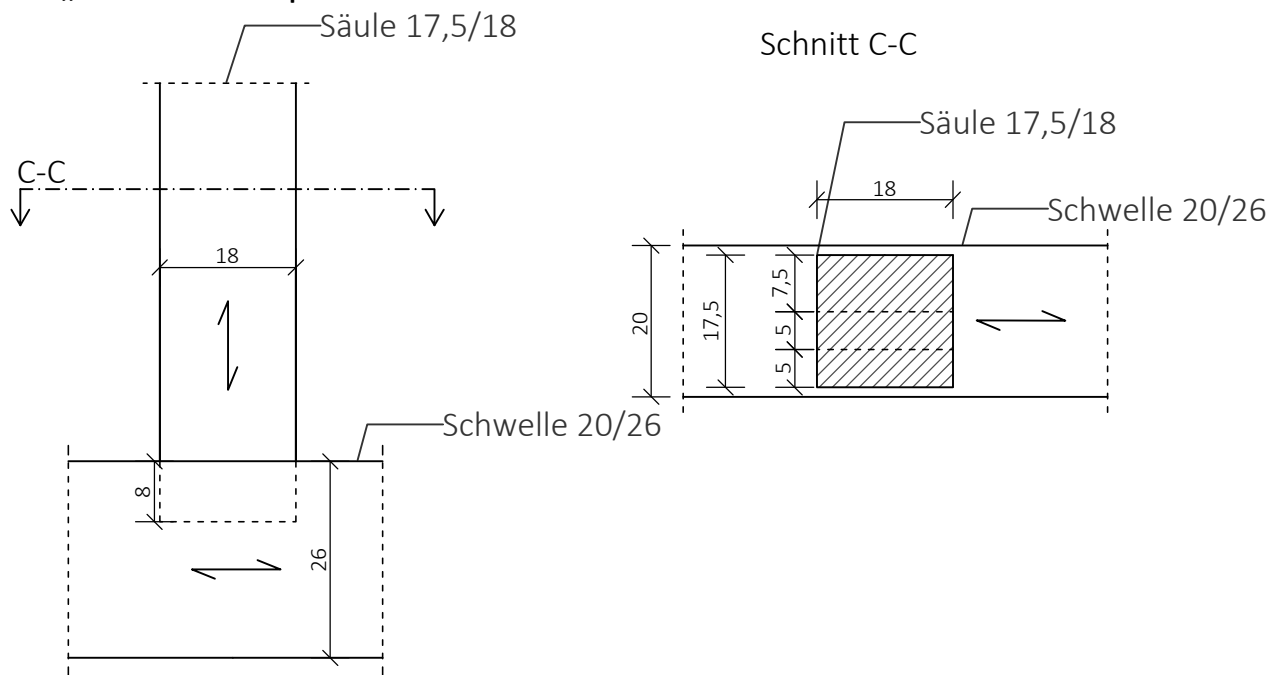
7. Bundtram- Säule „einfacher Zapfen“



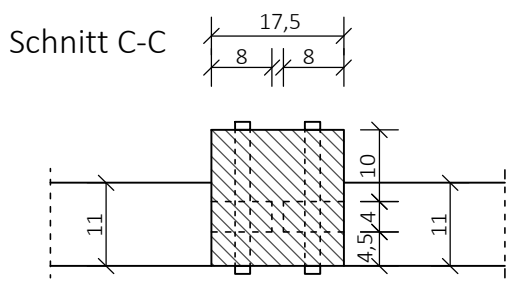
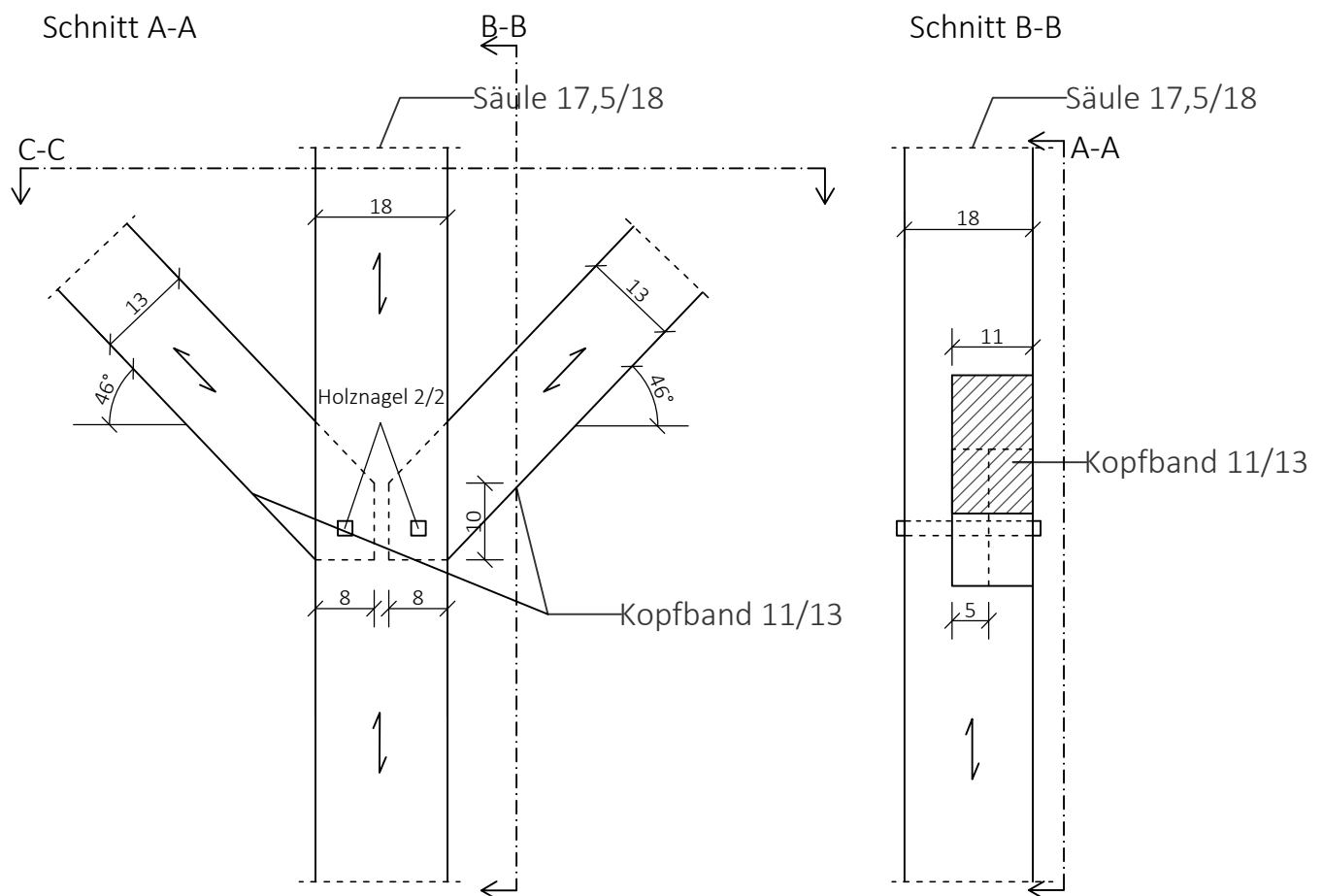
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 6b, 7	Maßstab 1:10
	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
12	  TU Graz lignum study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic

8. Schwelle - Säule „einfacher Zapfen“



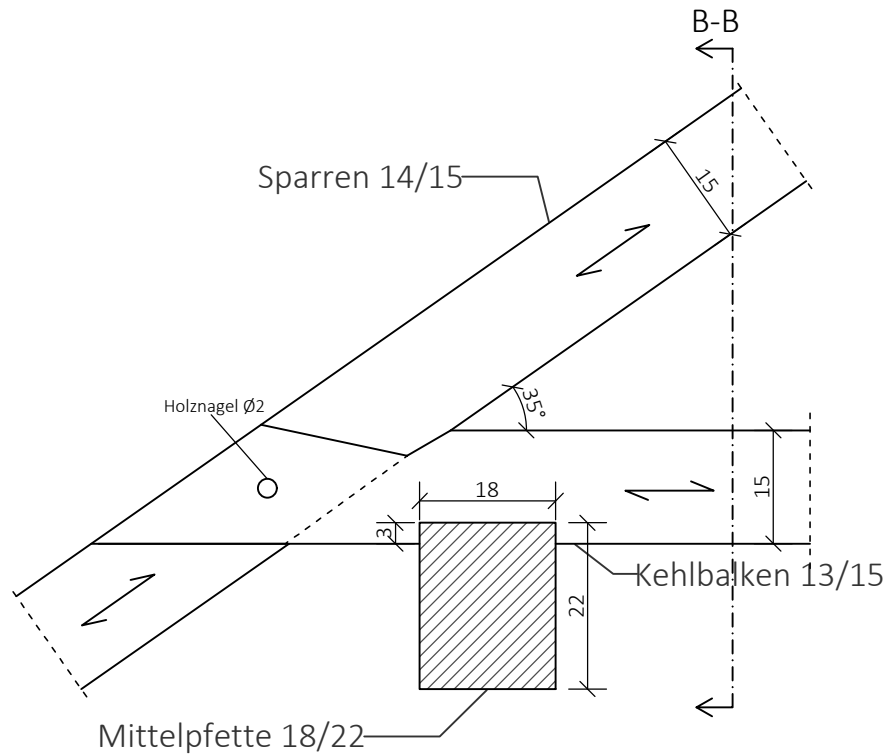
9. Kopfband „schräger Zapfen“



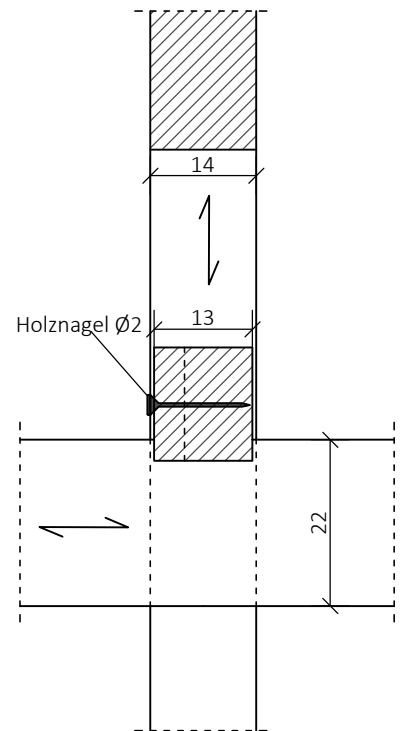
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen	Maßstab
	Verbindungen 8-9	1:10
13	Projekt	Datum
	Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	13.07.2022
		Zeichner
		Jelena Jankovic

10. Kehlbalken - Sparren - Mittelpfette „Weißschwanz“ und „Vollklamm“

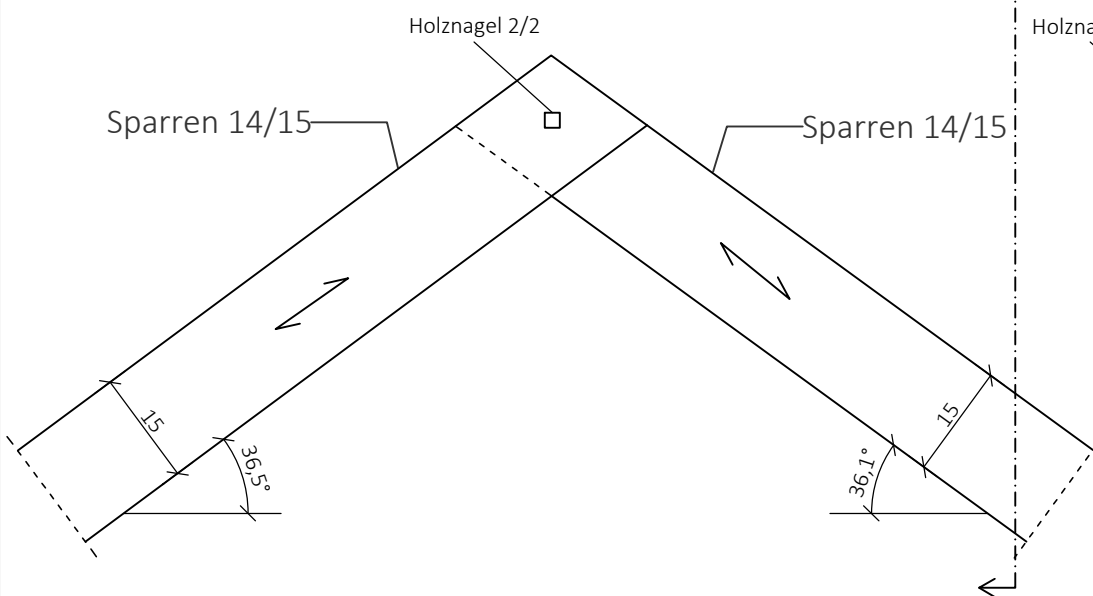


Schnitt B-B



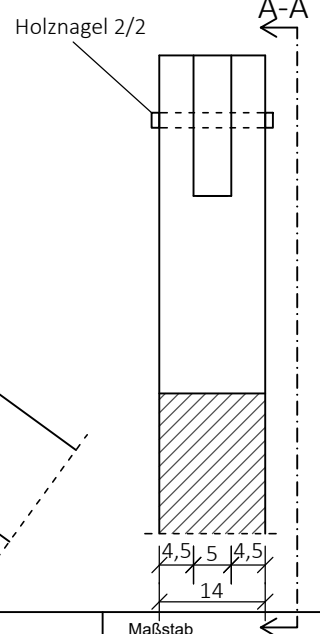
11a. First I „Scherzapfen“

Ansicht A-A




B-B

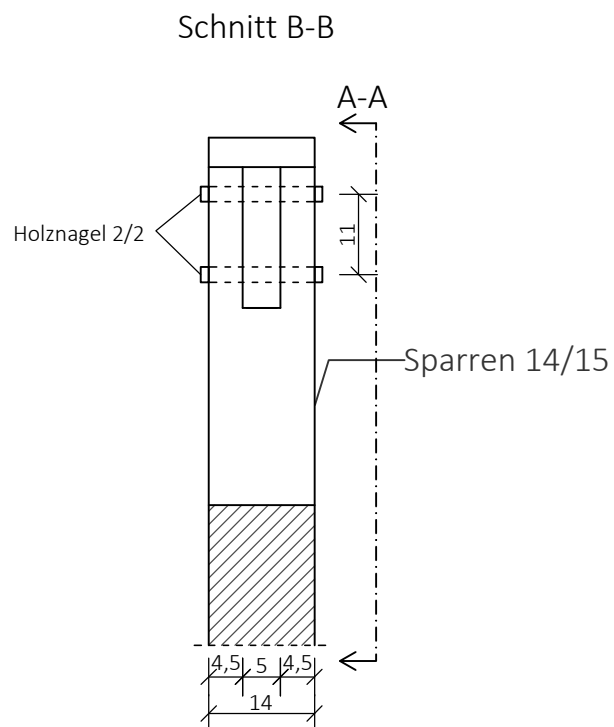
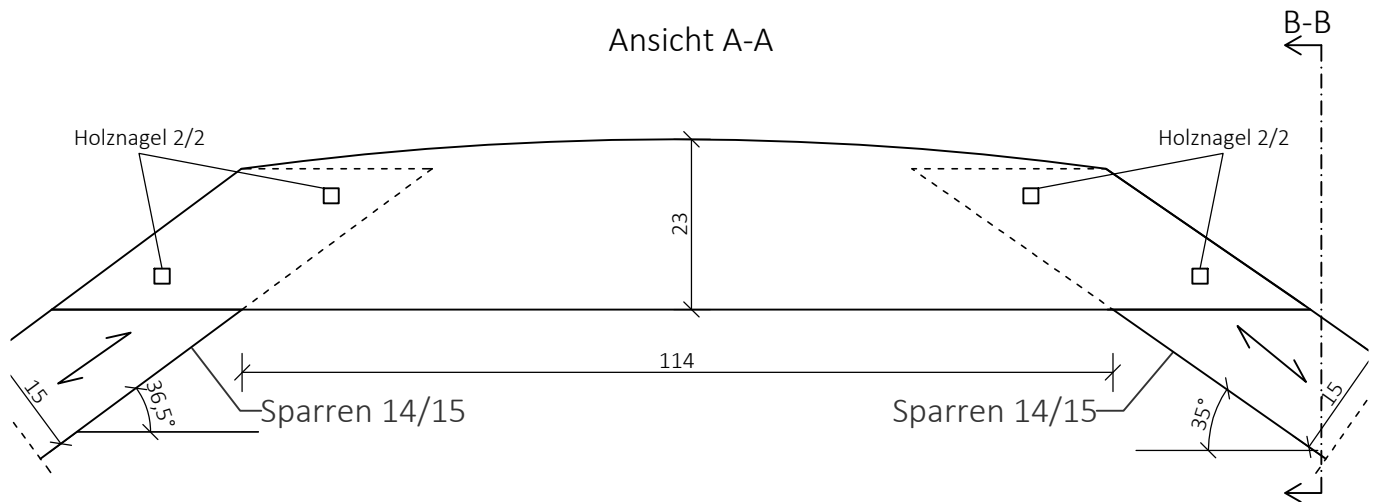
Schnitt B-B





Alle Maße in cm

Plan Nummer 14	Verbindungen Verbindungen 10, 11a	Maßstab 1:10
	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	 lignum study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic

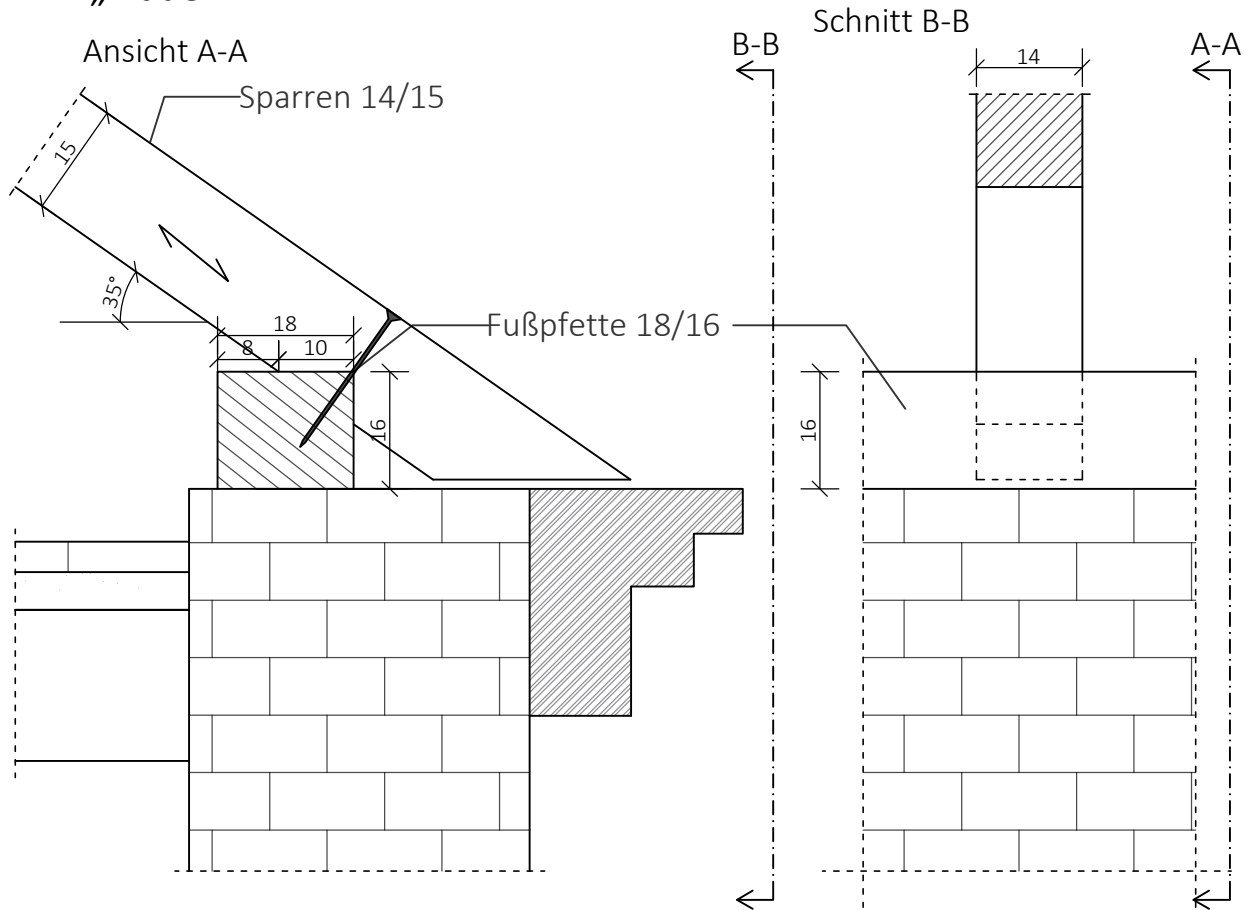
11b. First II „Scherzapfen“



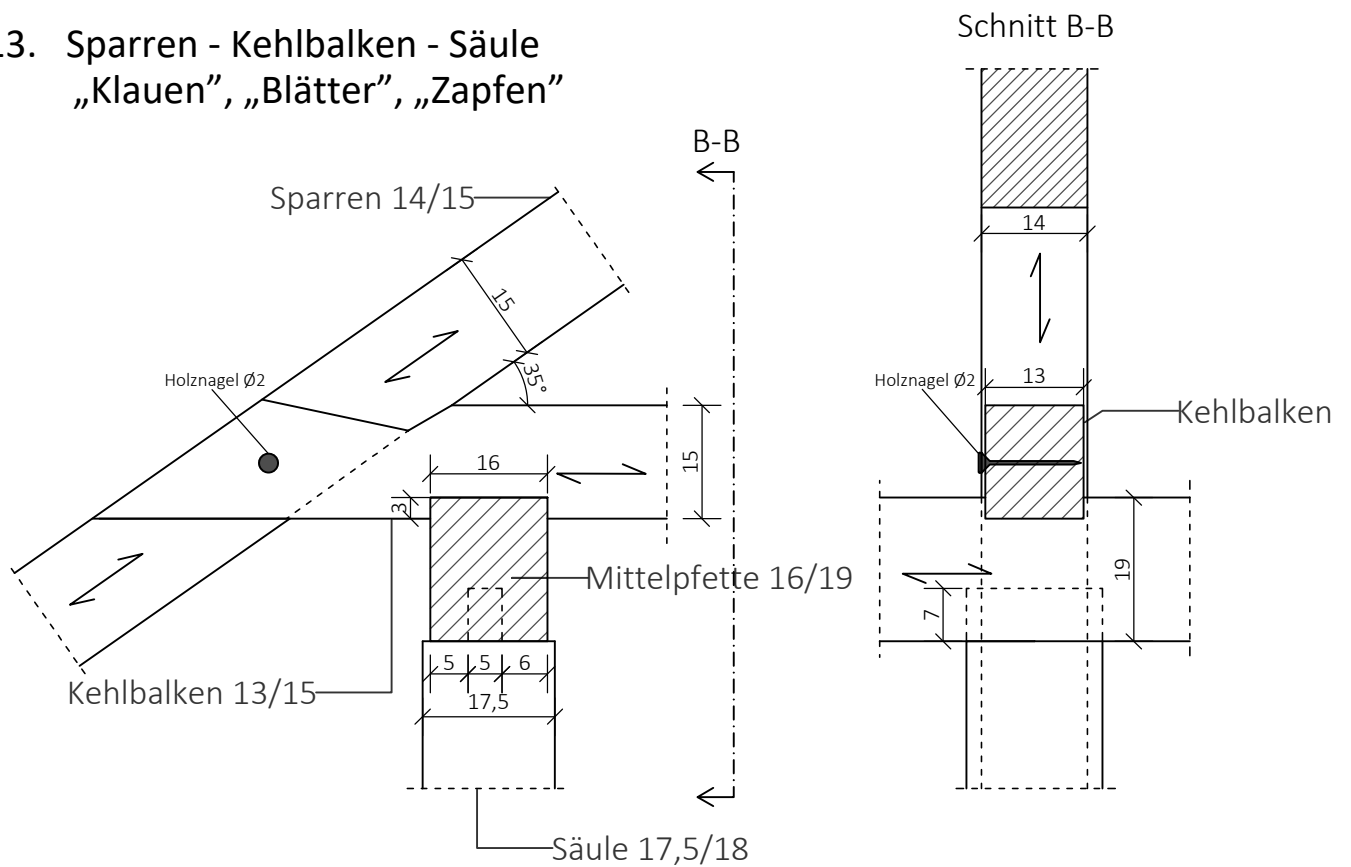
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen	Maßstab
	Verbindung 11b	1:10
15	Projekt	Datum
	Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	13.07.2022
 		Zeichner
		Jelena Jankovic



12. Sparren - Fußfette „Klauen“



13. Sparren - Kehlbalcken - Säule „Klauen“, „Blätter“, „Zapfen“

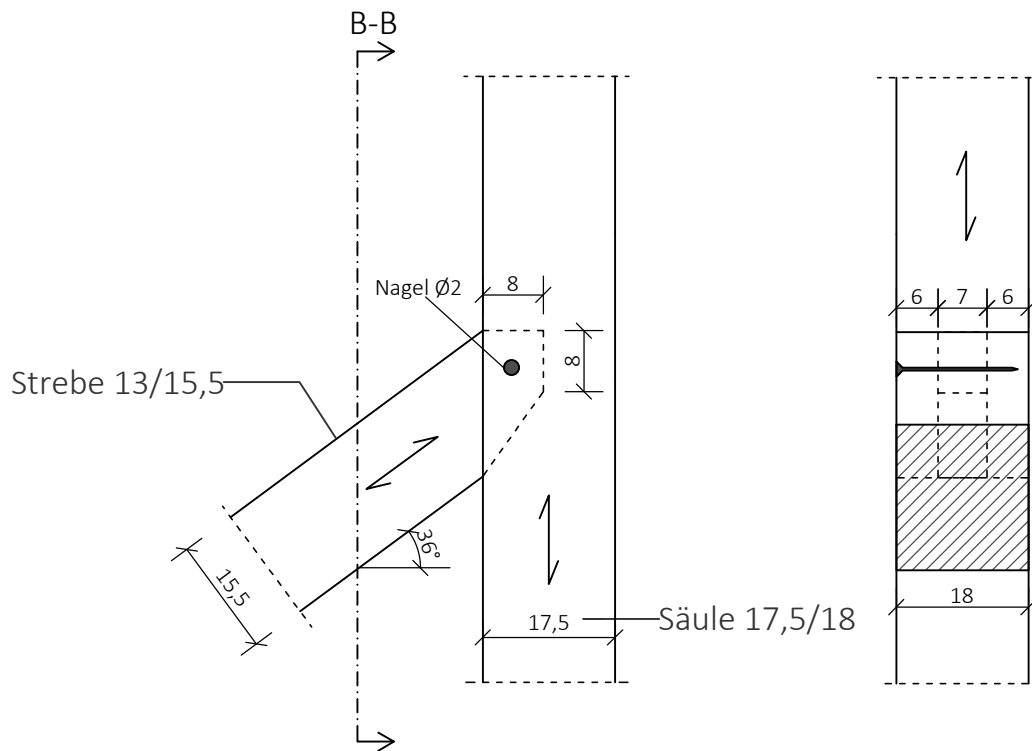


Alle Maße in cm



Plan Nummer 16	Verbindungen Verbindung 12-13	Maßstab 1:10
	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic

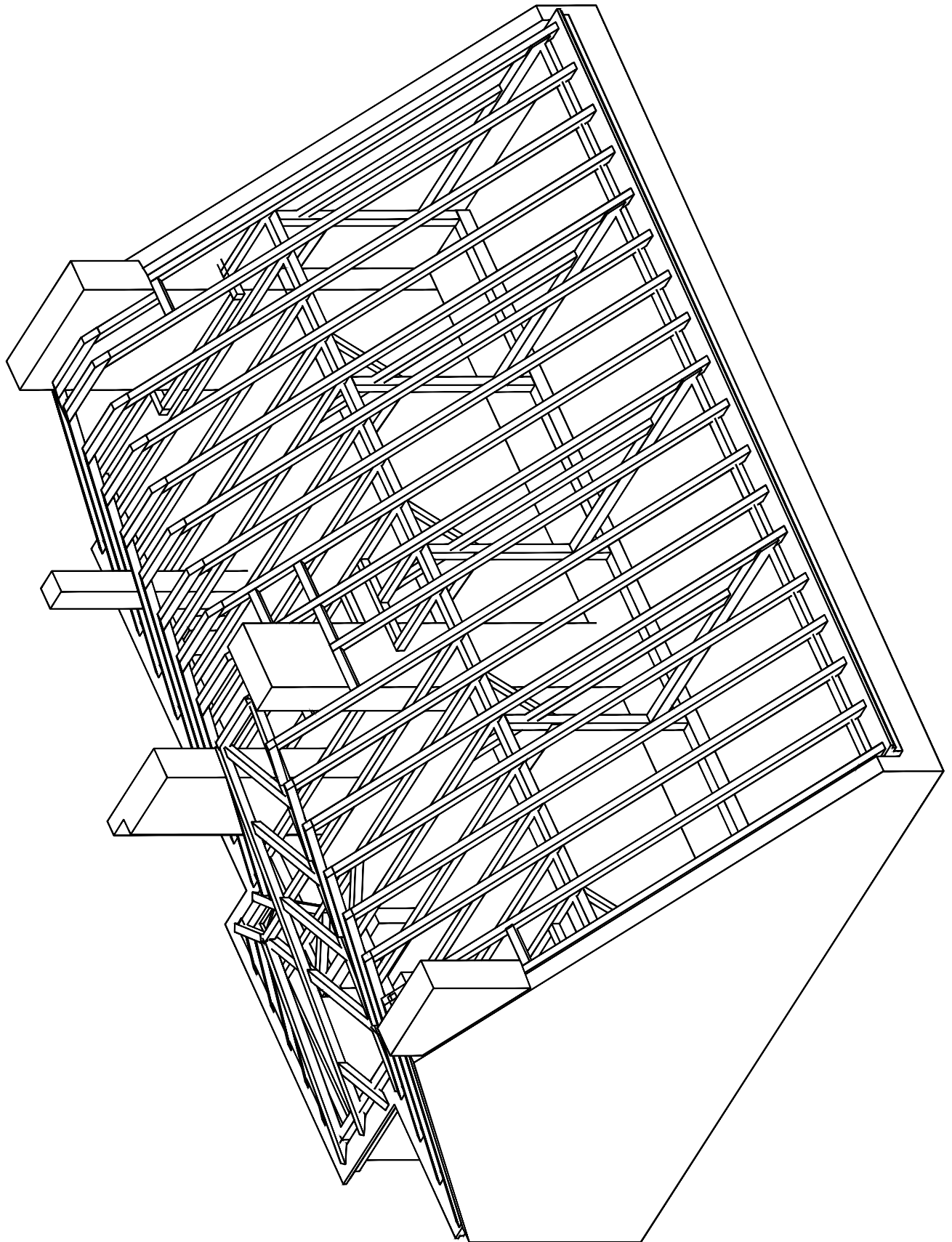
14. Strebe - Säule „schräger Zapfen“



Schnitt B-B

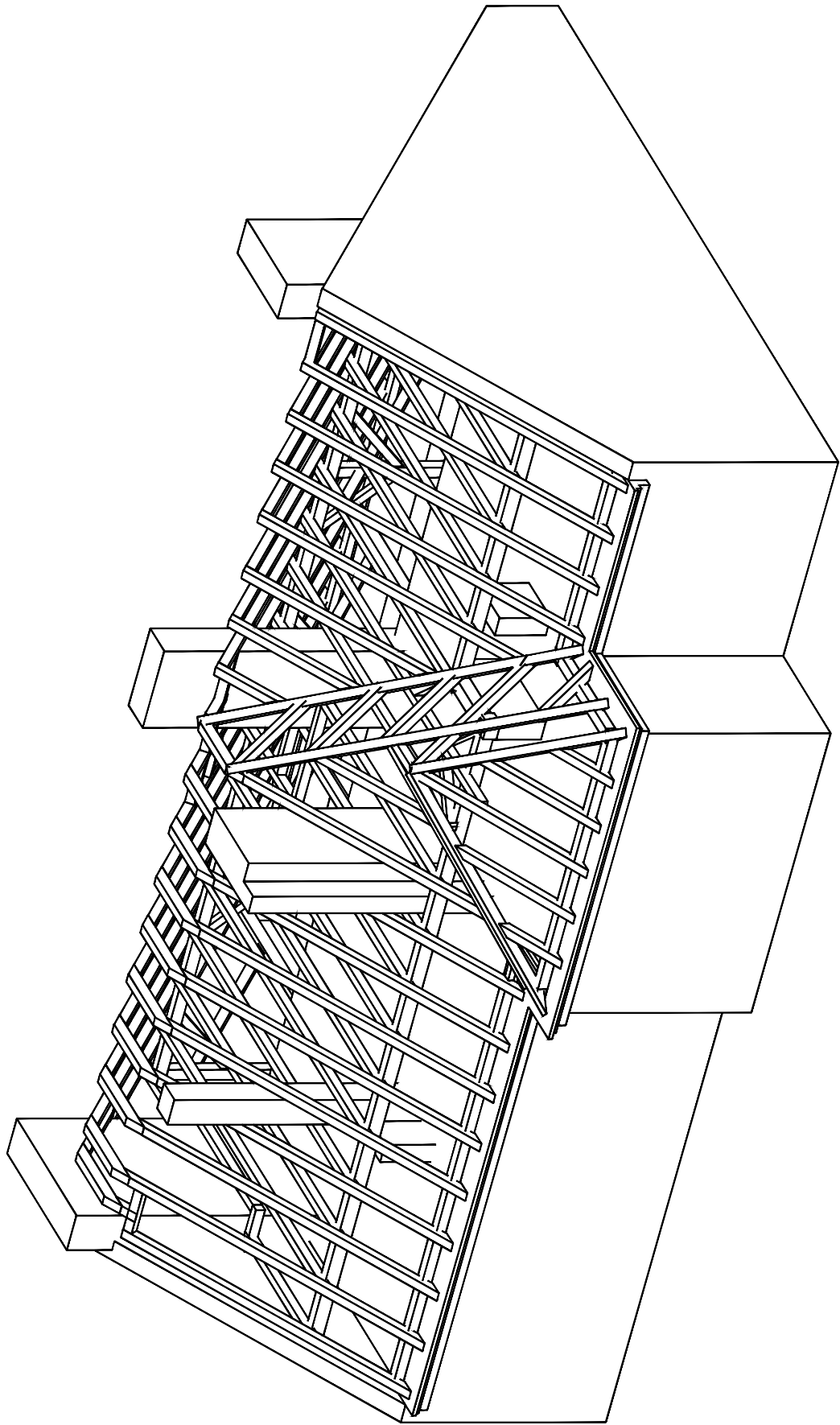




Alle Maße in cm

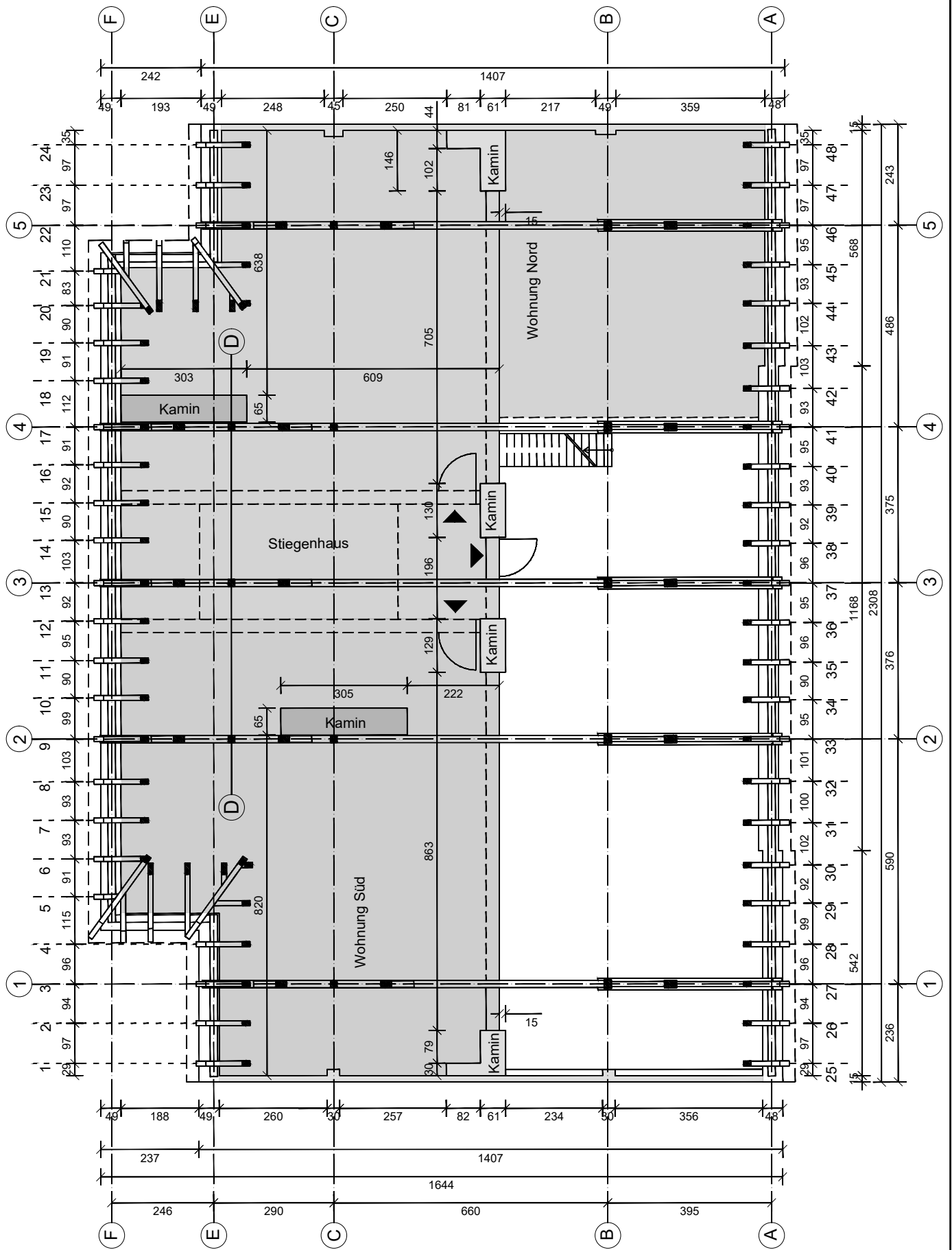
Plan Nummer 17	Verbindungen Verbindung 14	Maßstab 1:10
	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf Straße 56	Datum 13.07.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic





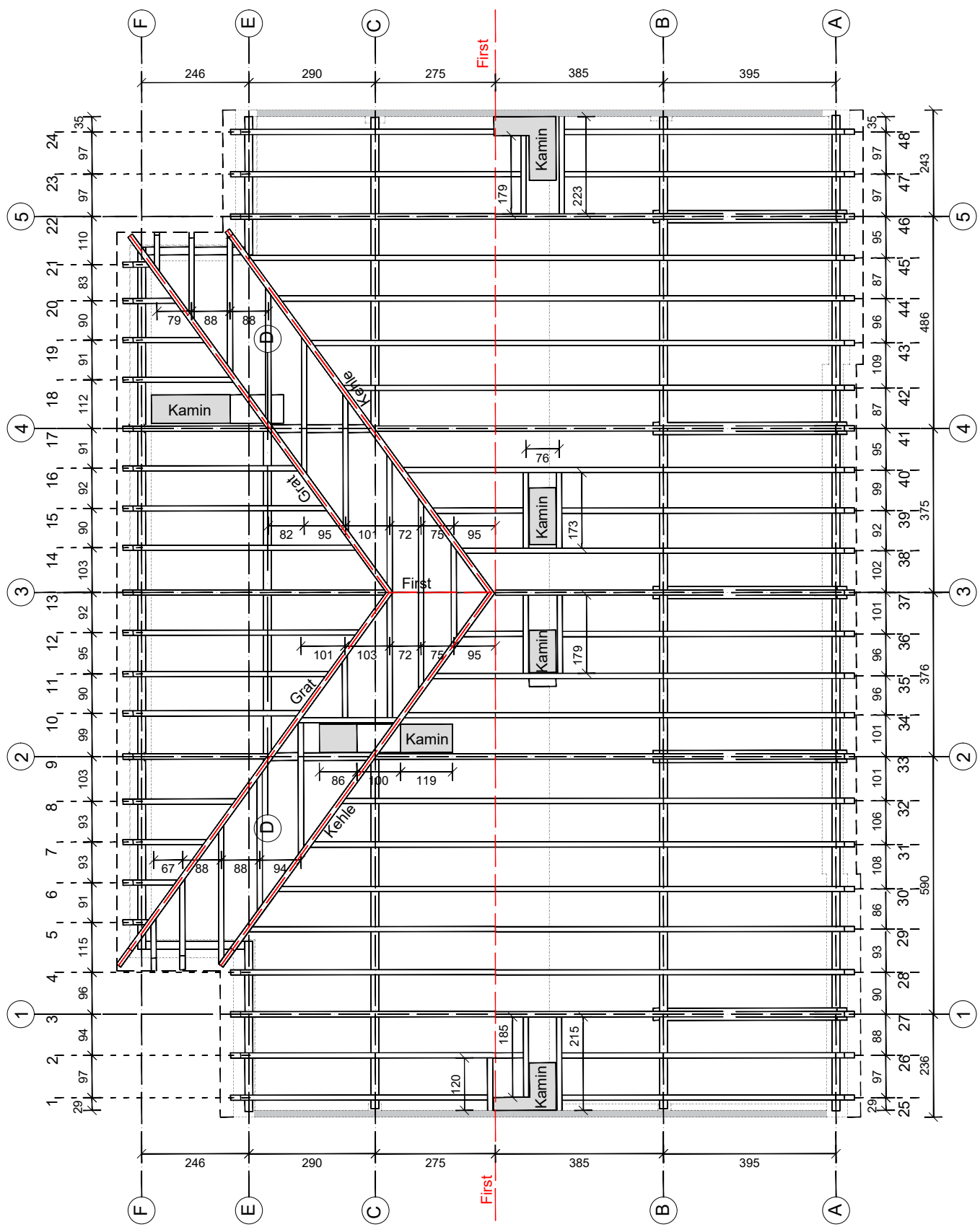
Plan Nummer	3D-Modell	Maßstab -
18	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56	Datum 13.07.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic





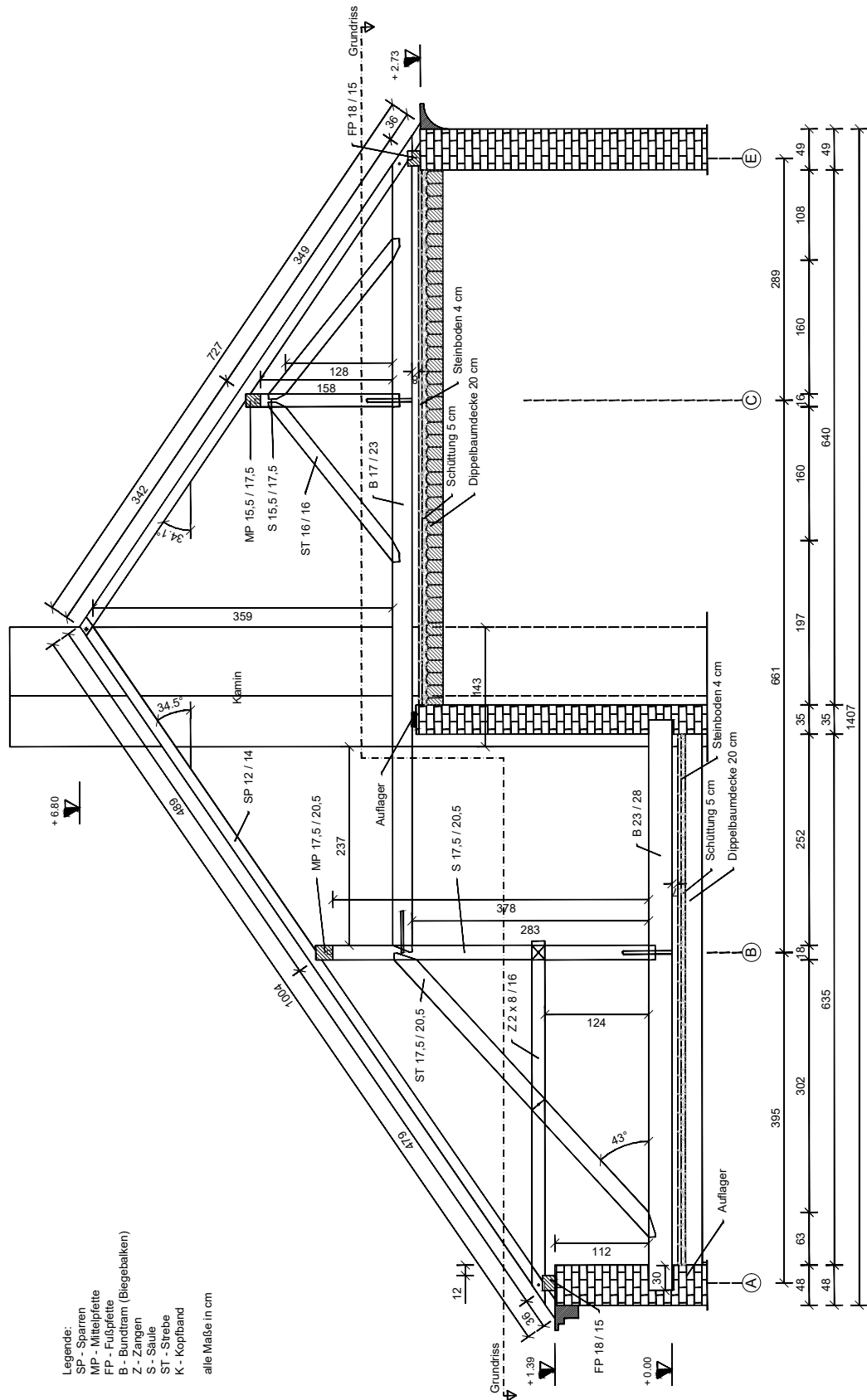
Plan Nummer	3D-Modell	Maßstab -
19	Projekt Dach Conrad-von-Hötzendorf-Straße 56	Datum 13.07.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Jelena Jankovic





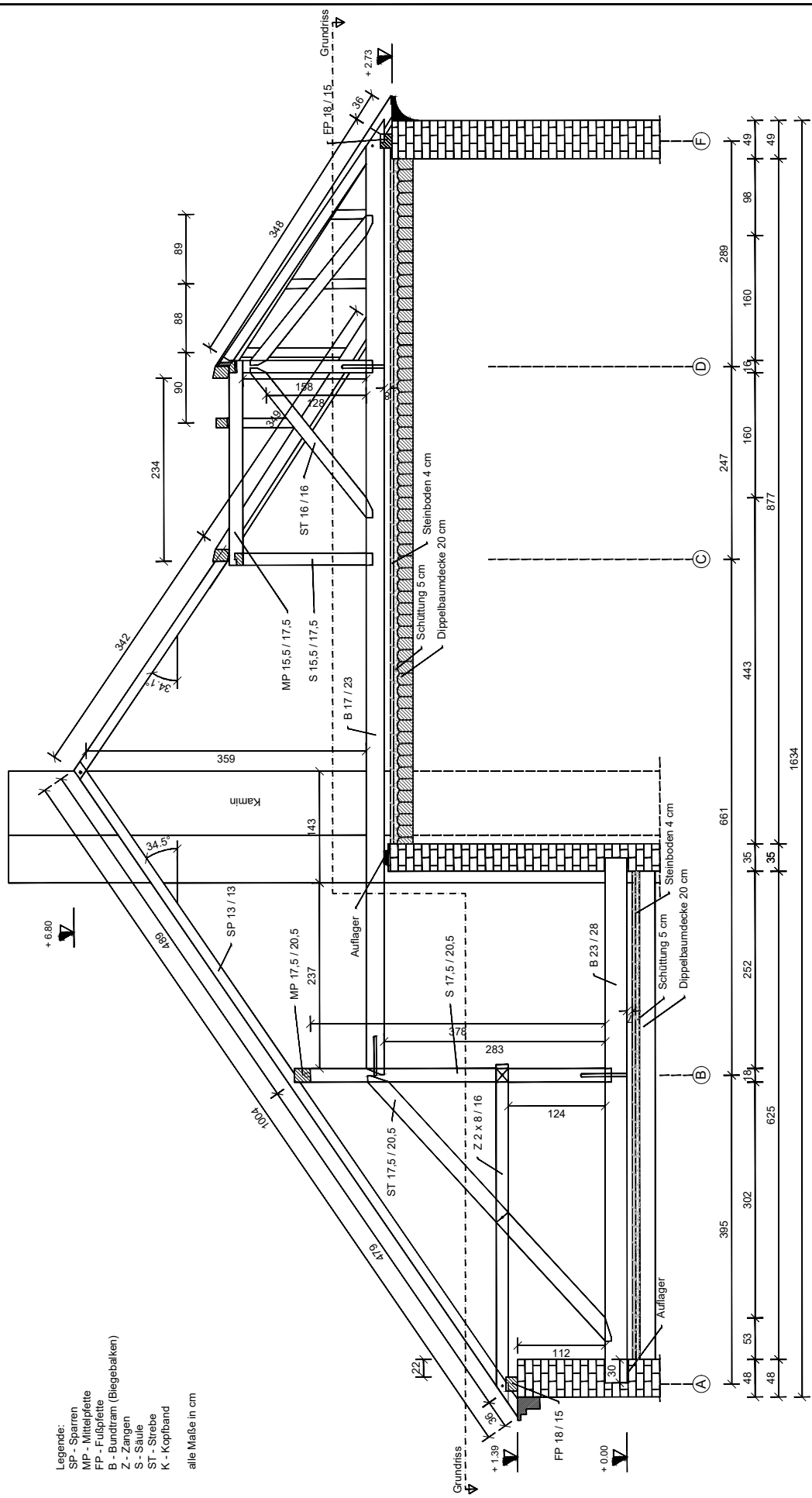
01	Plan Nummer	Grundrisse Grundriss Dachwerk	Maßstab 1:125
	Projekt	Dach Bergmannsgasse 19	Datum 10.05.2022
		  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Alen Malagic





Plan Nummer 02	Grundrisse Grundriss Sparren	Maßstab 1:125
	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 10.05.2022
 		Zeichner Alen Malagic

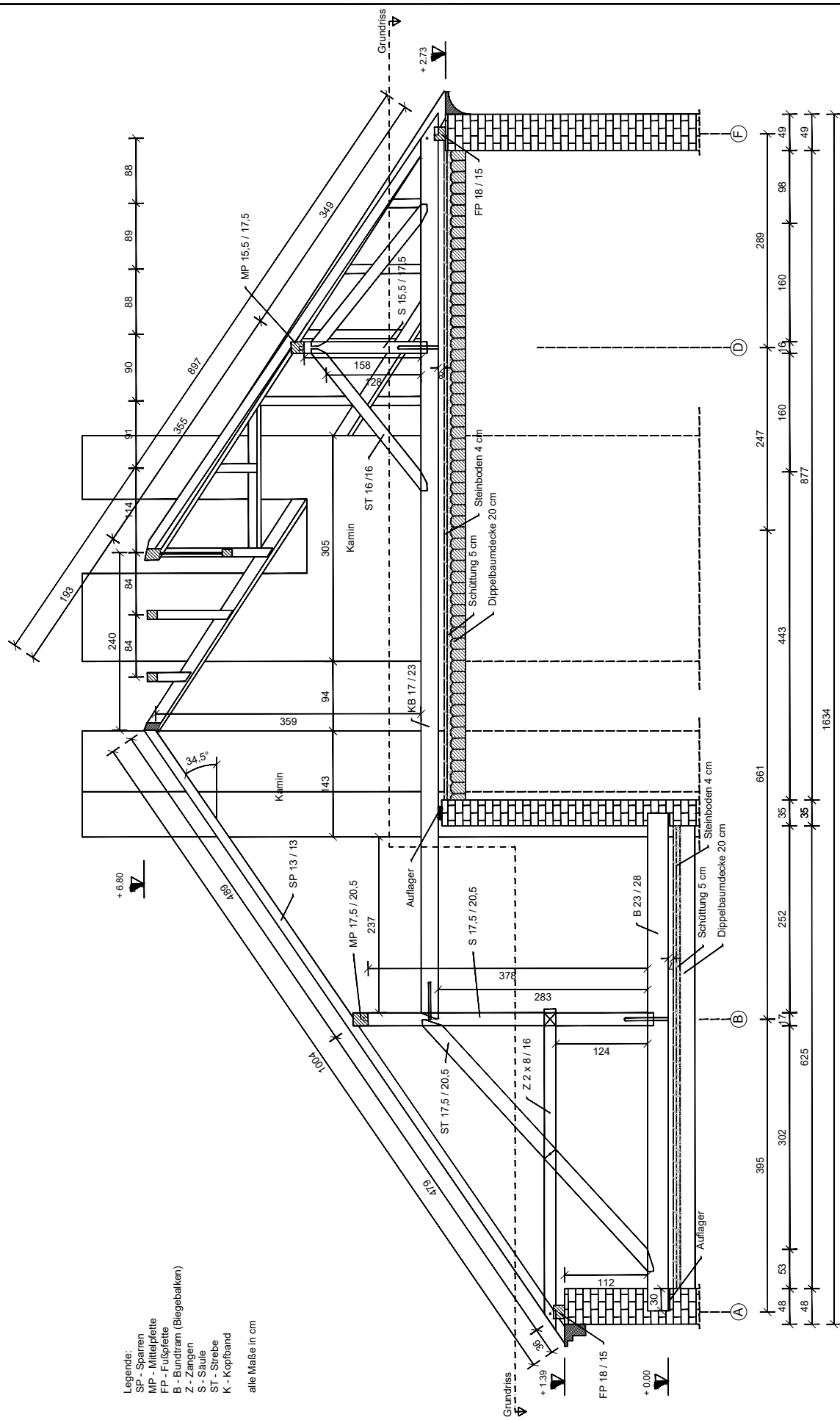


Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Achse 1-1 und 5-5	Maßstab 1:75
03	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 10.05.2022
	  <small>study research engineering test center</small>	Zeichner Daniel Köberl





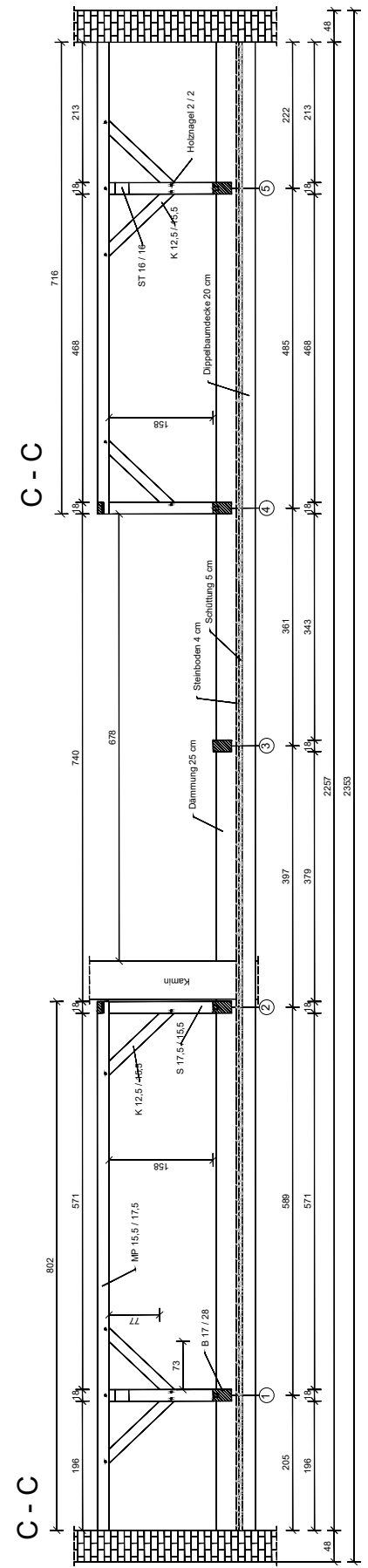
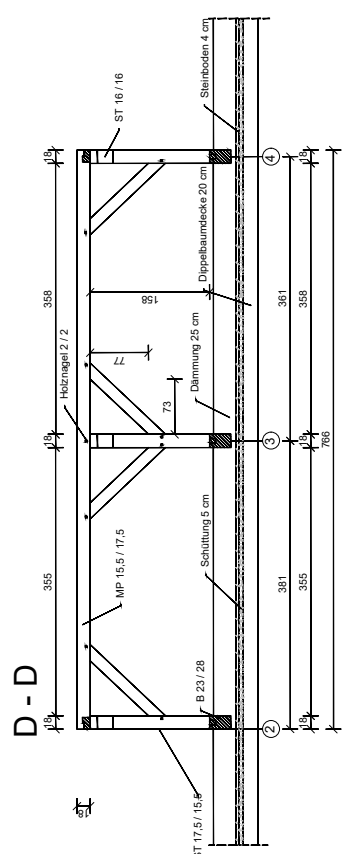
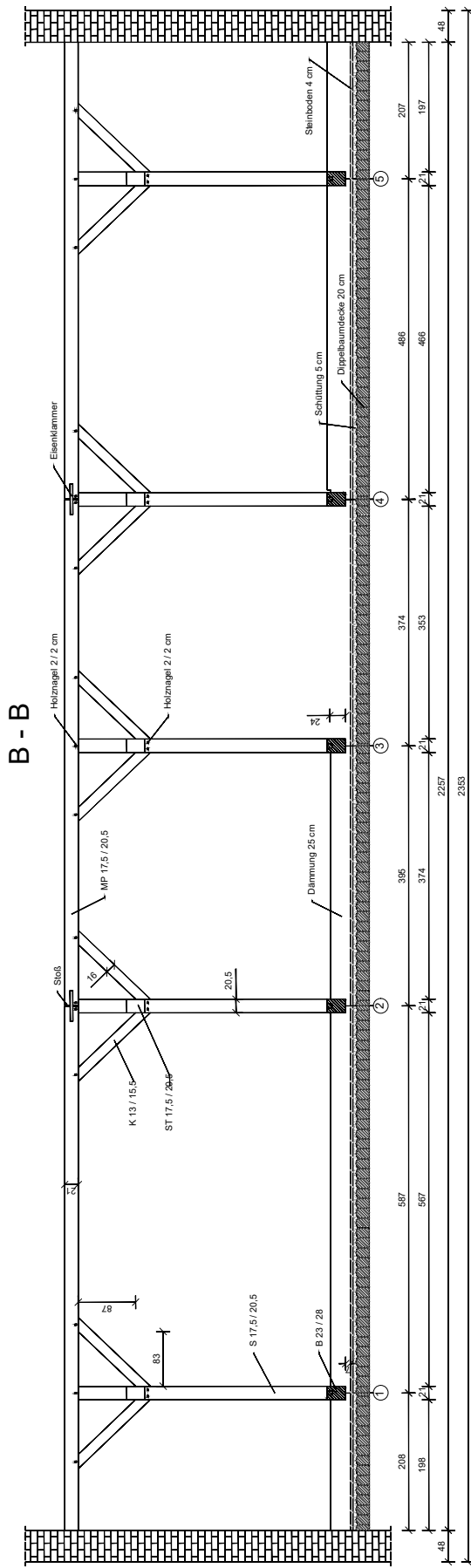
- Legende:
 SP - Sparren
 MP - Mittelplatte
 FP - Fußplatte
 B - Bundtrahm (Biegebalken)
 Z - Zangen
 S - Säule
 ST - Strebe
 K - Kopfband
 alle Maße in cm

Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Achse 2-2 und 4-4	Maßstab 1:75
04	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 10.05.2022
	 	
		Zeichner Daniel Köberl





Legende:
 SP - Sparren
 MP - Mittelplatte
 FP - Fußplatte
 B - Bundtrahm (Biegebalken)
 Z - Zangen
 S - Säule
 ST - Strebe
 K - Kopfband
 alle Maße in cm

Plan Nummer	Schnitte Querschnitt Achse 3-3	Maßstab 1:75
05	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 10.05.2022
	 	
		Zeichner Daniel Köberl

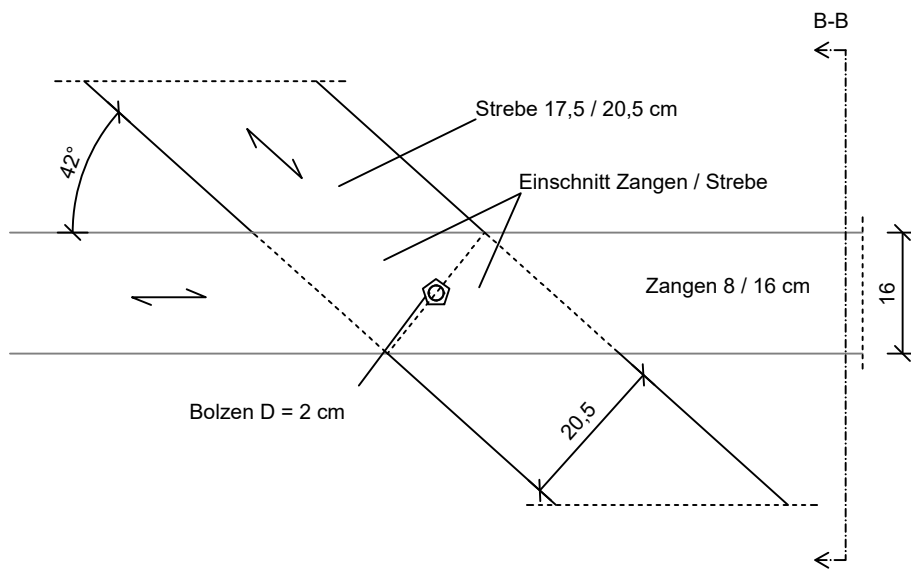


- Legende:
 S - Stange
 MP - Mittelstange
 PP - Fußstange
 B - Bundstange (Biegebalken)
 Z - Zangen
 ST - Stabe
 K - Kopfband
 alle Maße in cm

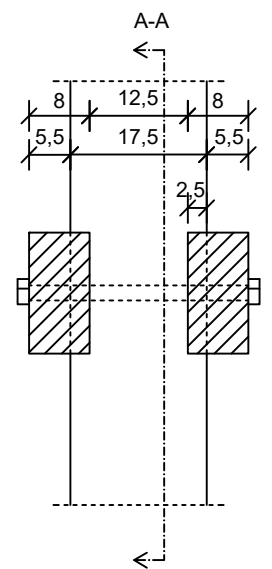
Plan Nummer	Schnitte Längsschnitt Achse B-B, C-C, D-D	Maßstab 1:100
06,07	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 10.05.2022
	 	Zeichner Daniel Köberl

1) Strebe - Zange "schräger Halbkamm"

Schnitt A-A

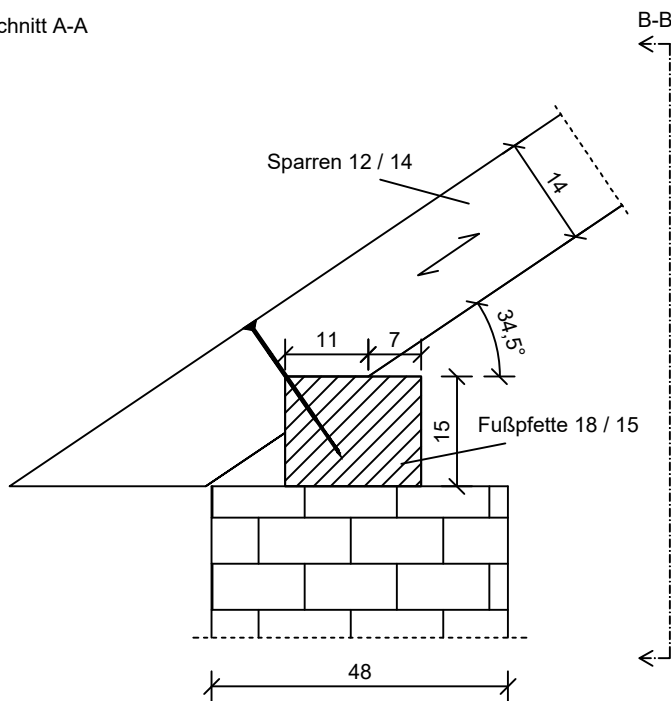


Schnitt B-B



2) Sparren - Fußfette - "Aufklauung"

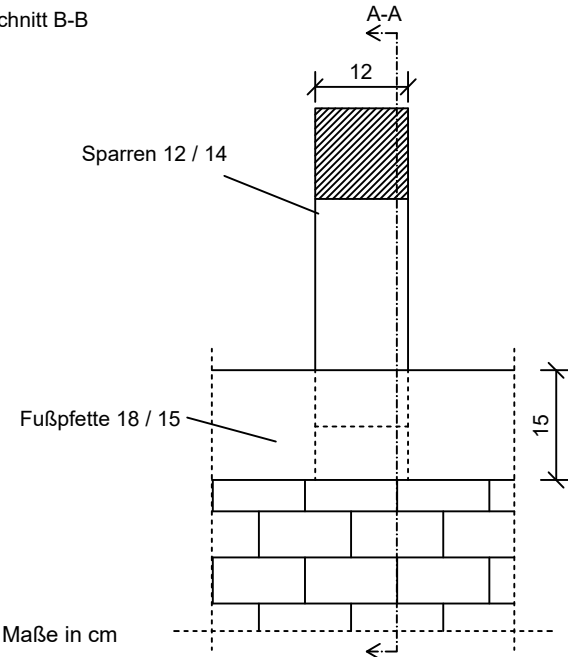
Schnitt A-A



B-B



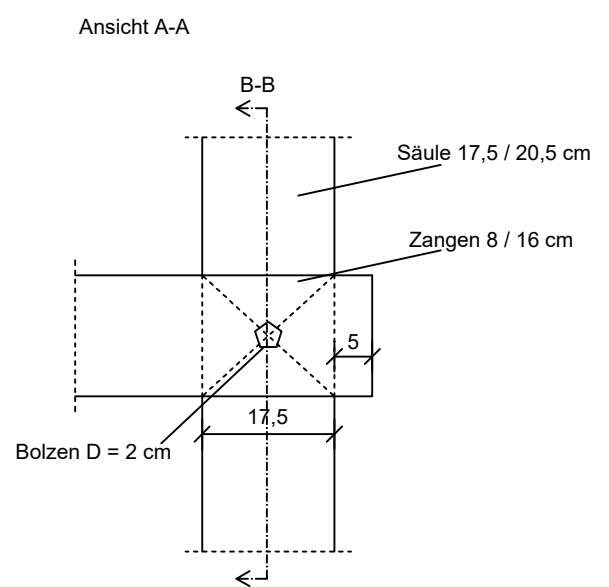
Schnitt B-B



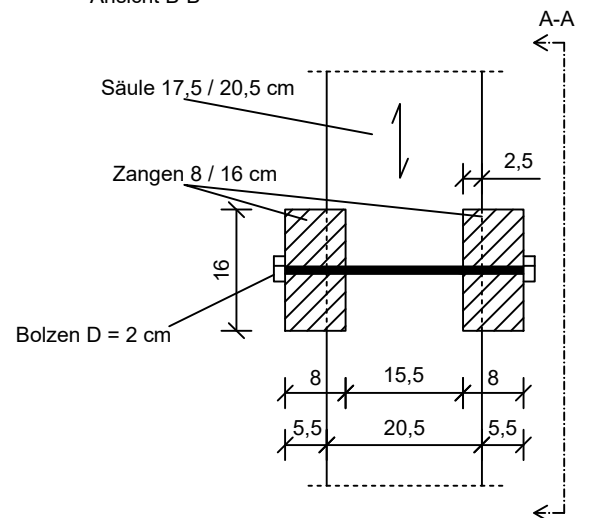
Alle Maße in cm



3) Säule - Zangen "Kreuzkamm"

Ansicht A-A

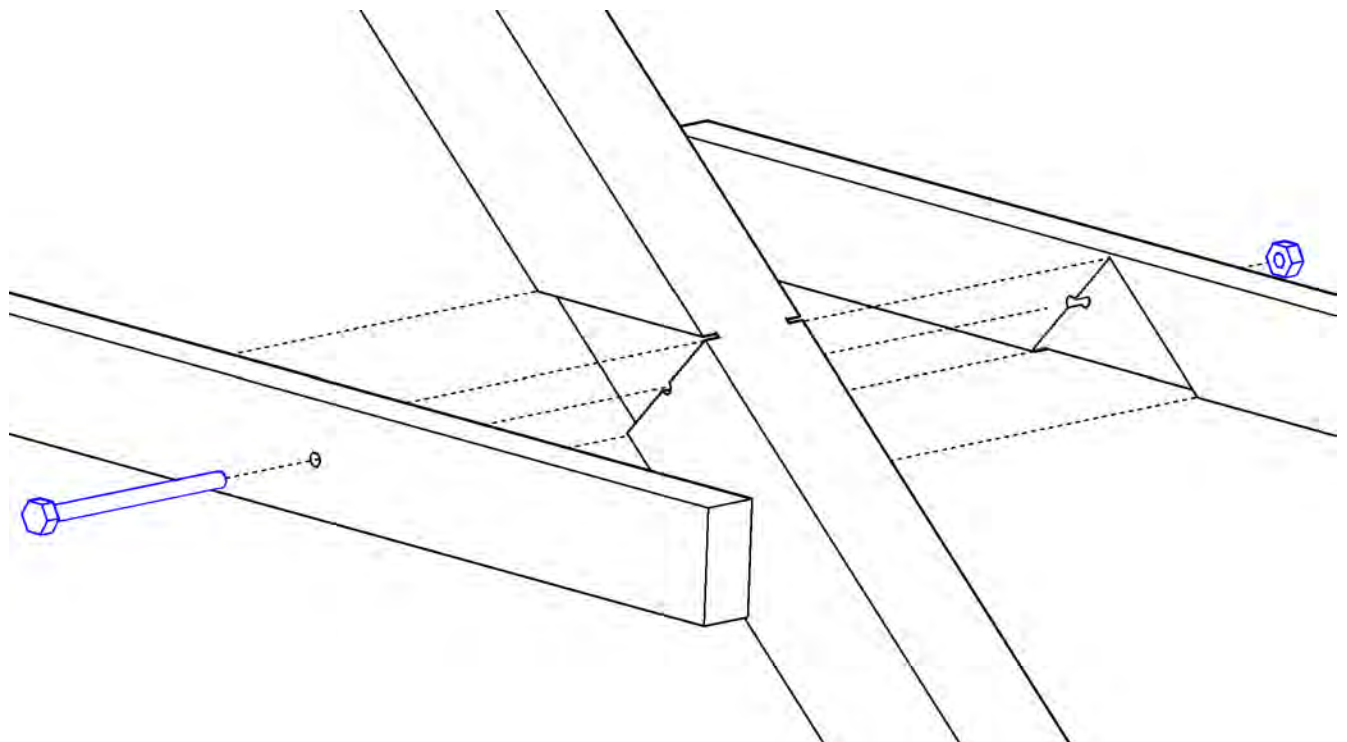
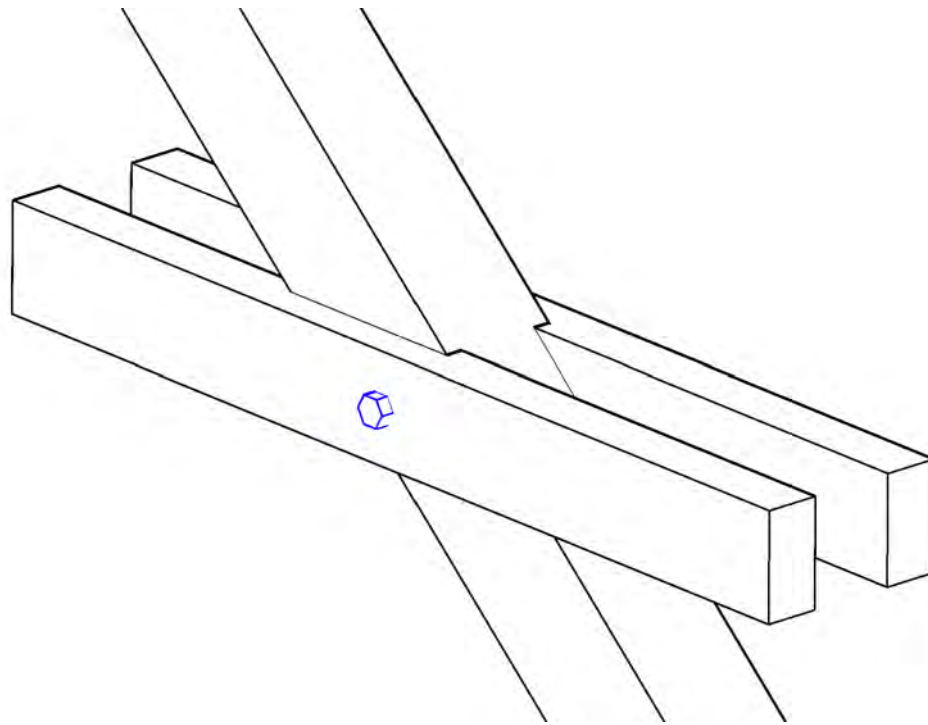


Ansicht B-B





Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 1-3	Maßstab 1:10
08	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 11.05.2022
	 	Zeichner Daniel Köberl

1) 3D-Ansicht Strebe-Zange - "schräger Halbkamm"

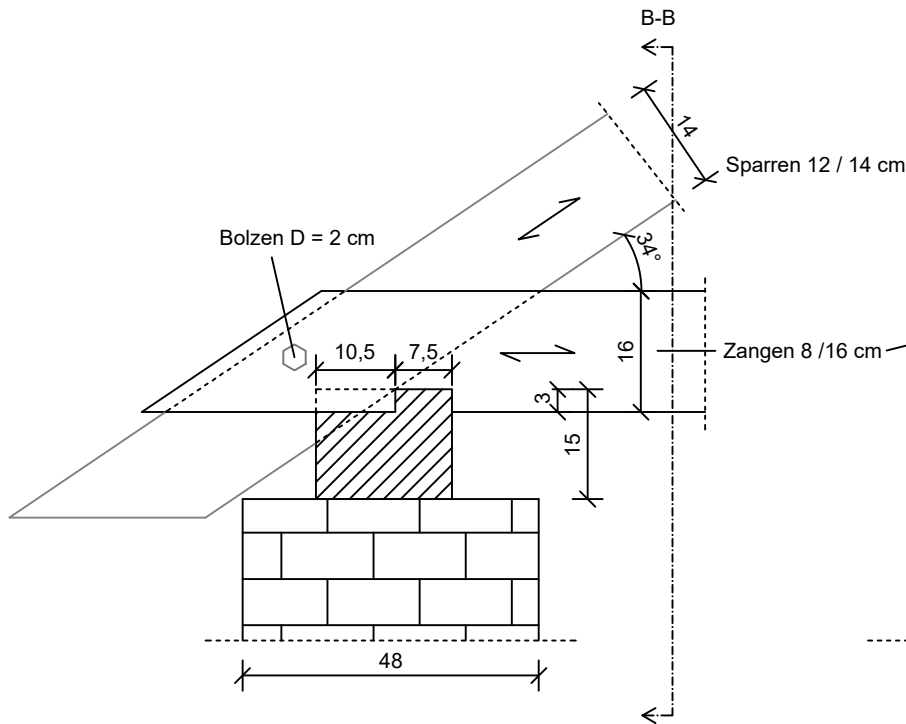


Alle Maße in cm

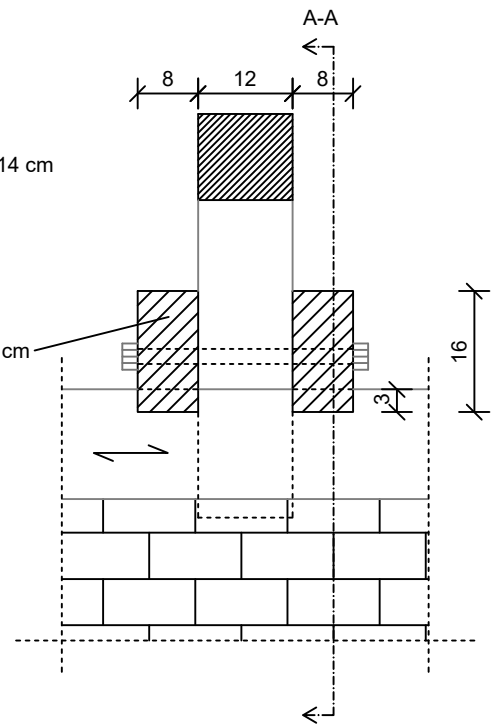
Plan Nummer	Verbindungen 3D Ansichten Verbindung 1	Maßstab 1:10
09	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 11.05.2022
	 	Zeichner Daniel Köberl

4) Zange - Sparren - Fußpfette "Halbkamm"

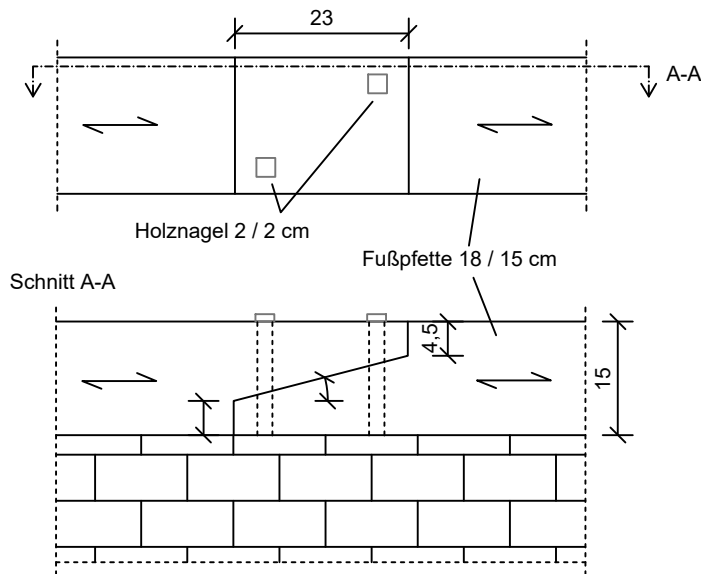
Schnitt A-A



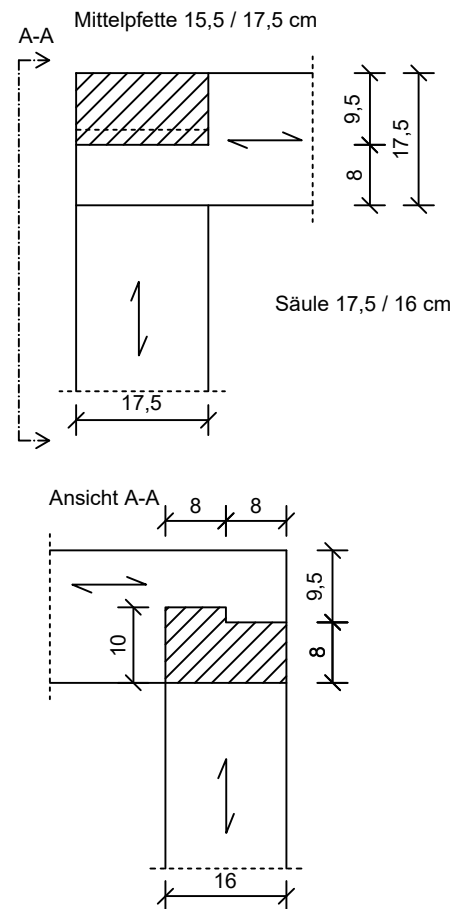
Schnitt B-B





5) "schräges Blatt" - Fußpfette



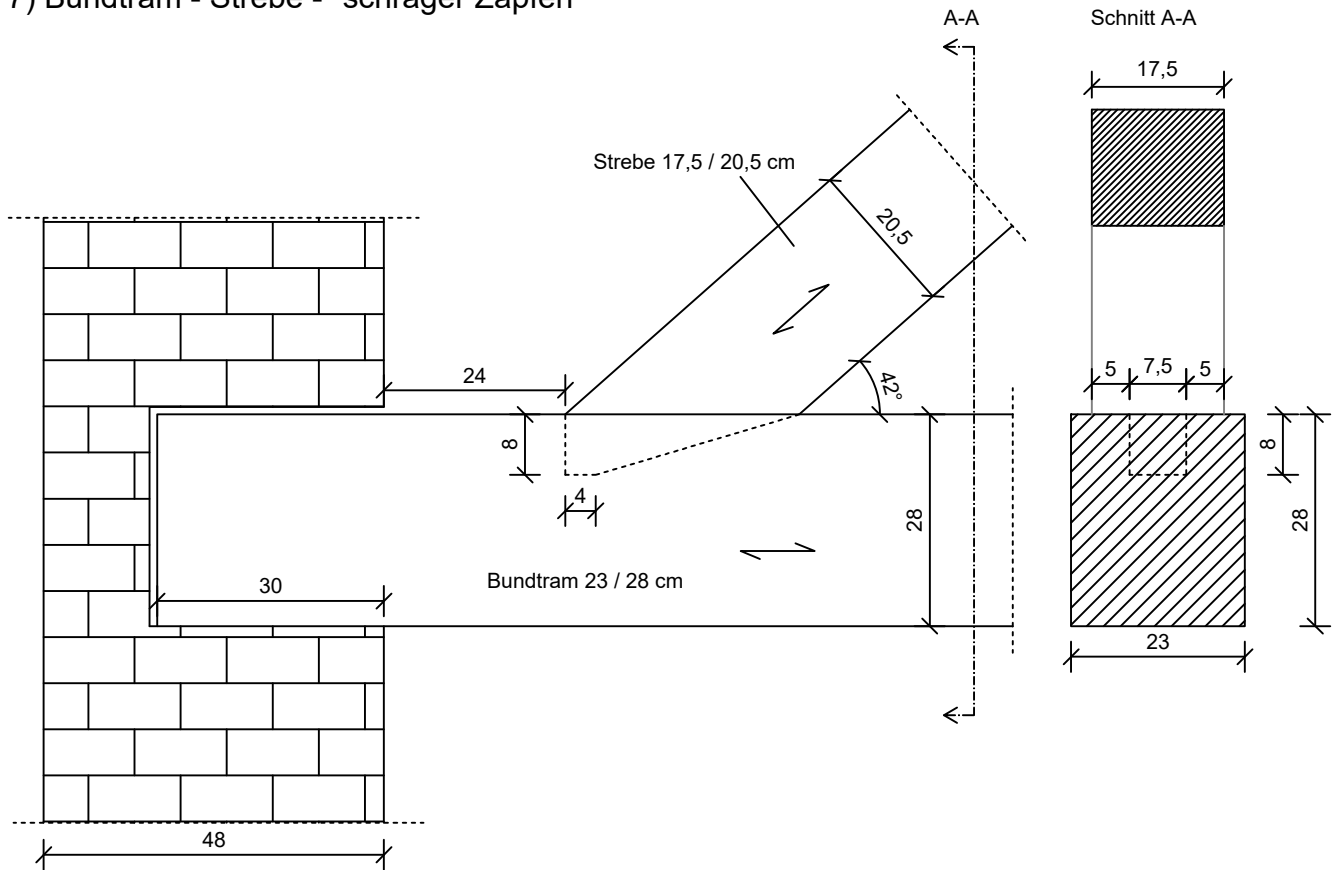
6) Mittelpfette - "hakenförmiges Eckblatt"



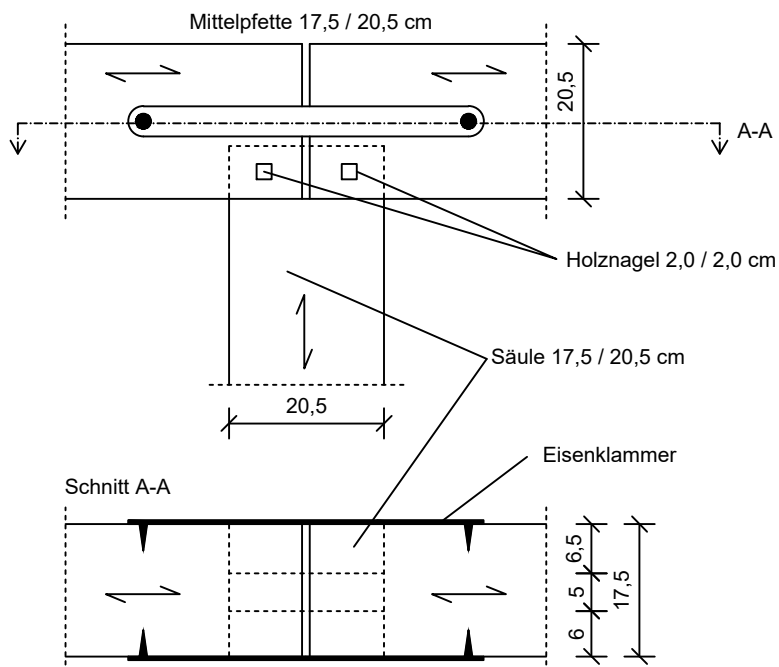
Alle Maße in cm

Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 4-6	Maßstab 1:10
10	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 11.05.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Daniel Köberl



7) Bundtram - Strebe - "schräger Zapfen"



8) Stoß Mittelpfette - "gerader Zapfen"

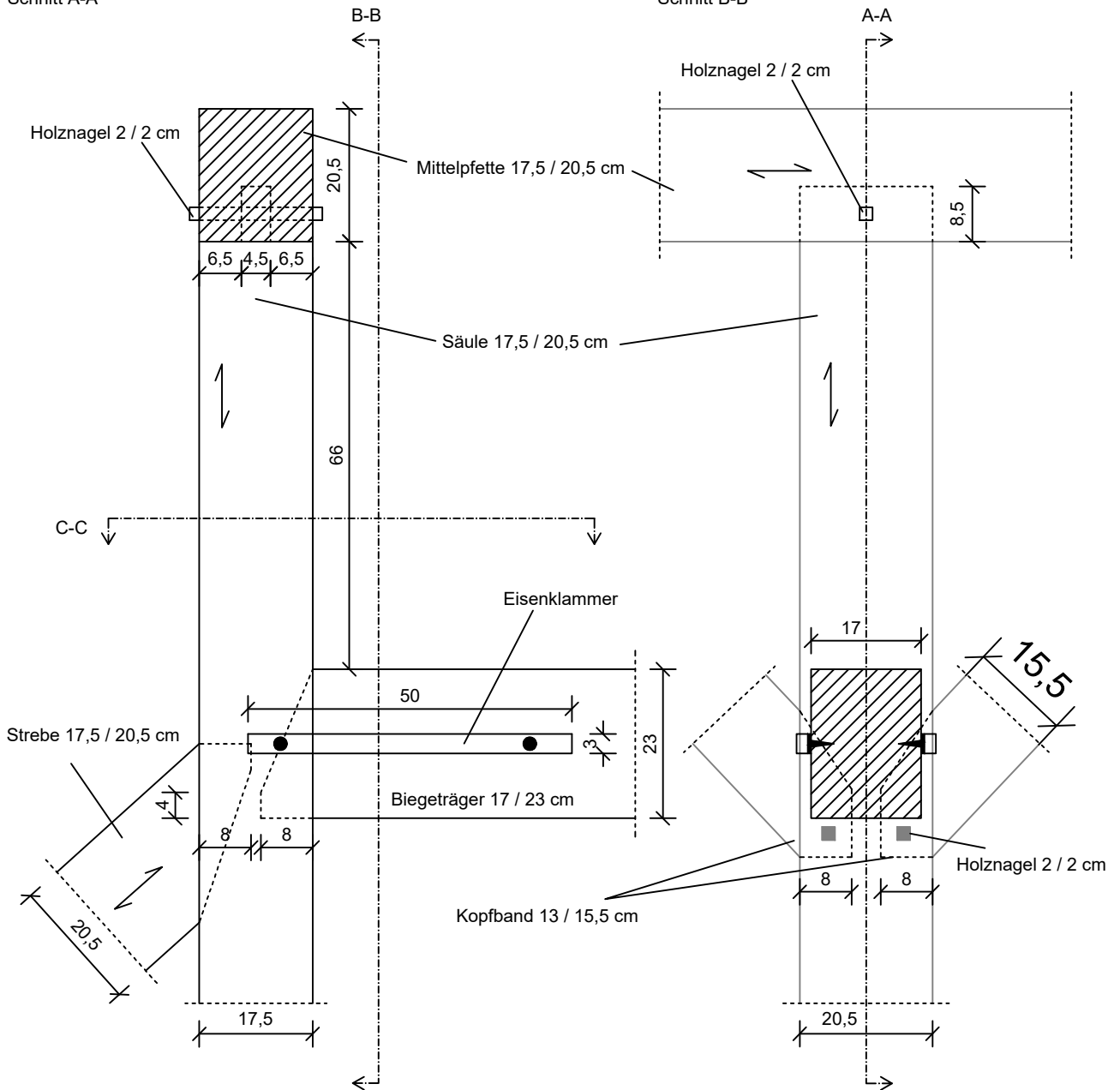


Alle Maße in cm

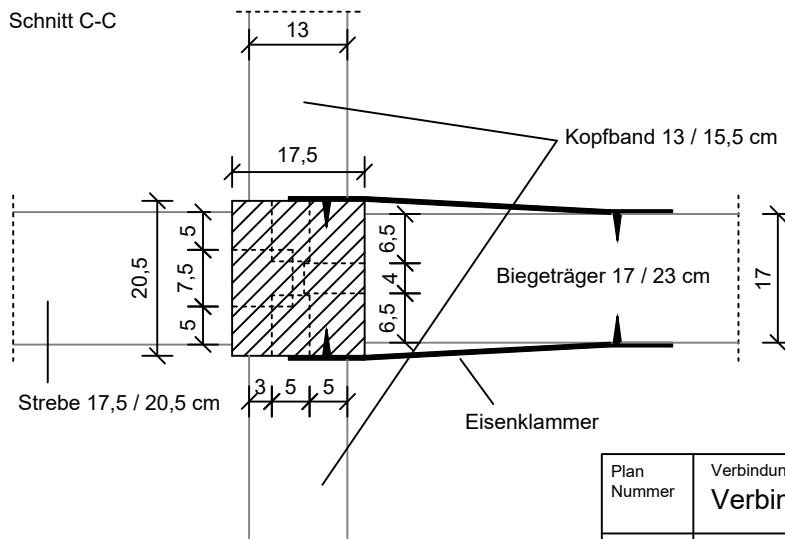
Plan Nummer	Verbindungen Verbindungen 7-8	Maßstab 1:10
11	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 11.05.2022
	 	Zeichner Daniel Köberl

9) Spannriegel - Säule - "schräger Zapfen"


Schnitt A-A



Schnitt C-C

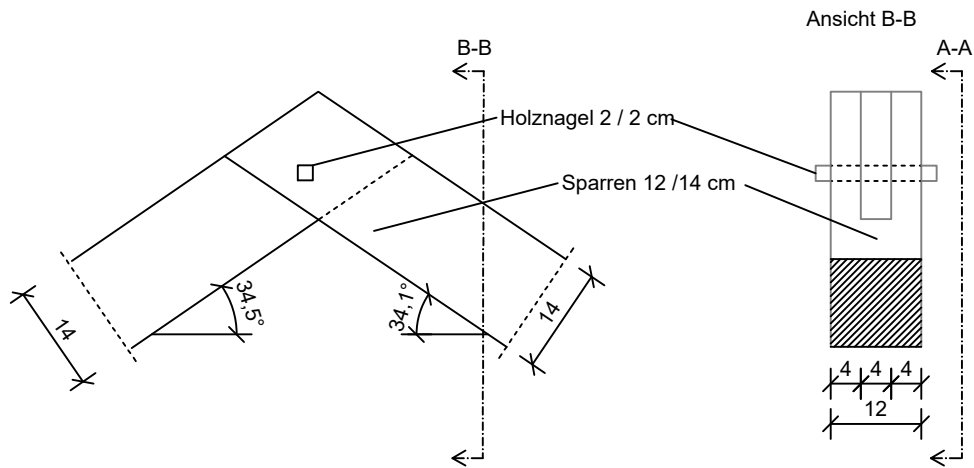


Alle Maße in cm



Plan Nummer	Verbindungen Verbindung 9	Maßstab 1:10
12	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 02.05.2022
		
		Zeichner Daniel Köberl

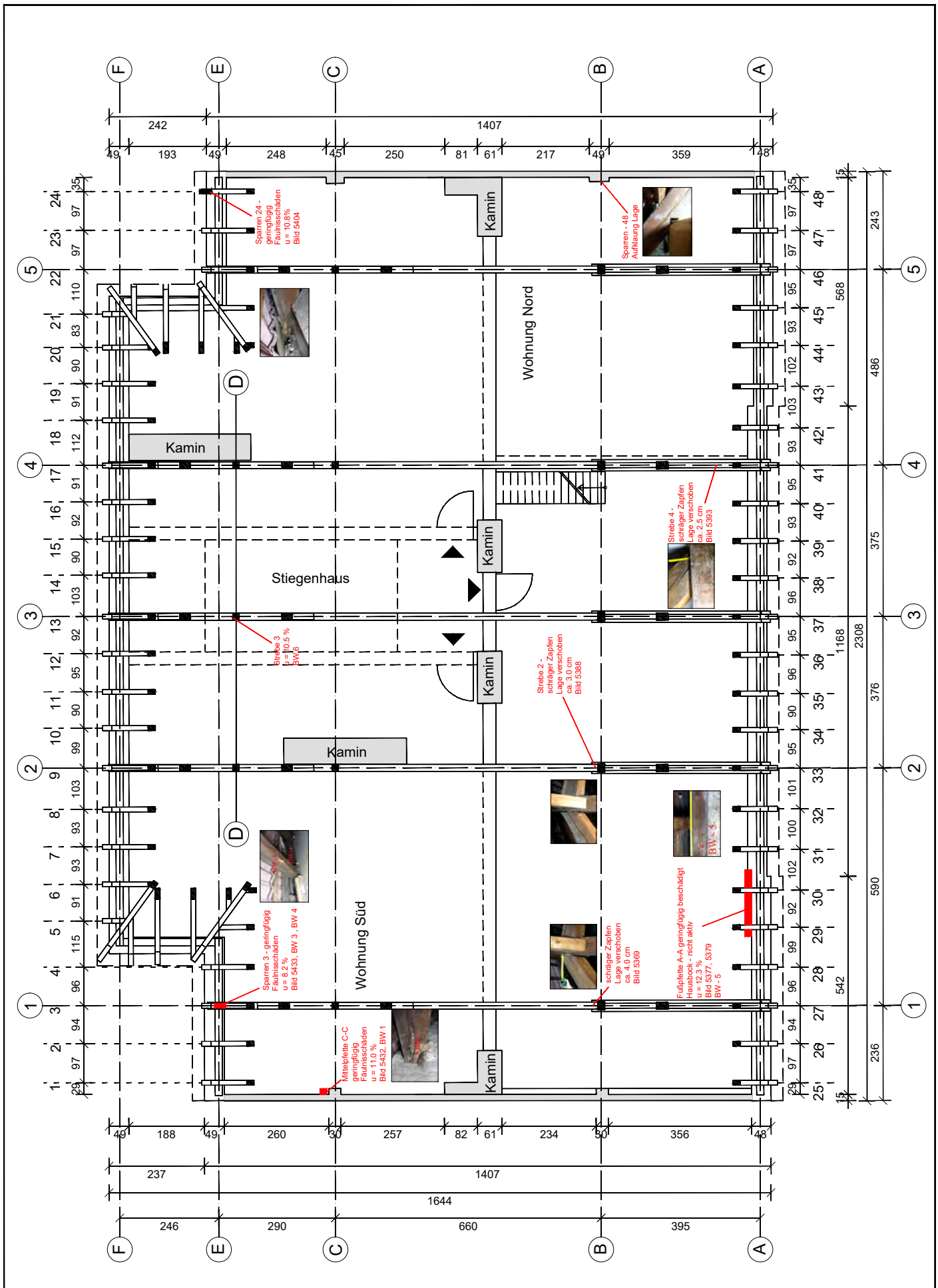
10) First "Scherzapfen"

Ansicht A-A

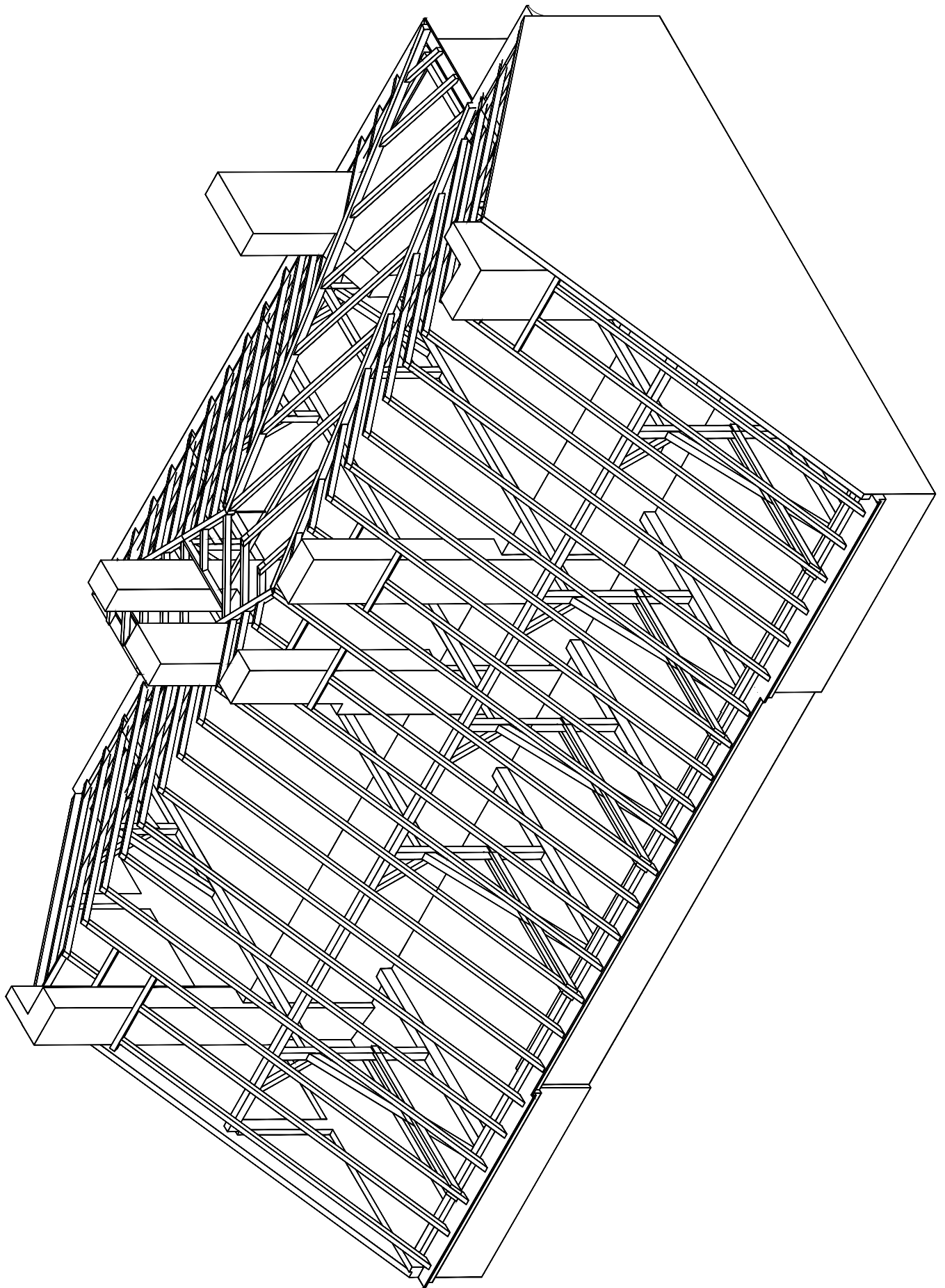




Alle Maße in cm

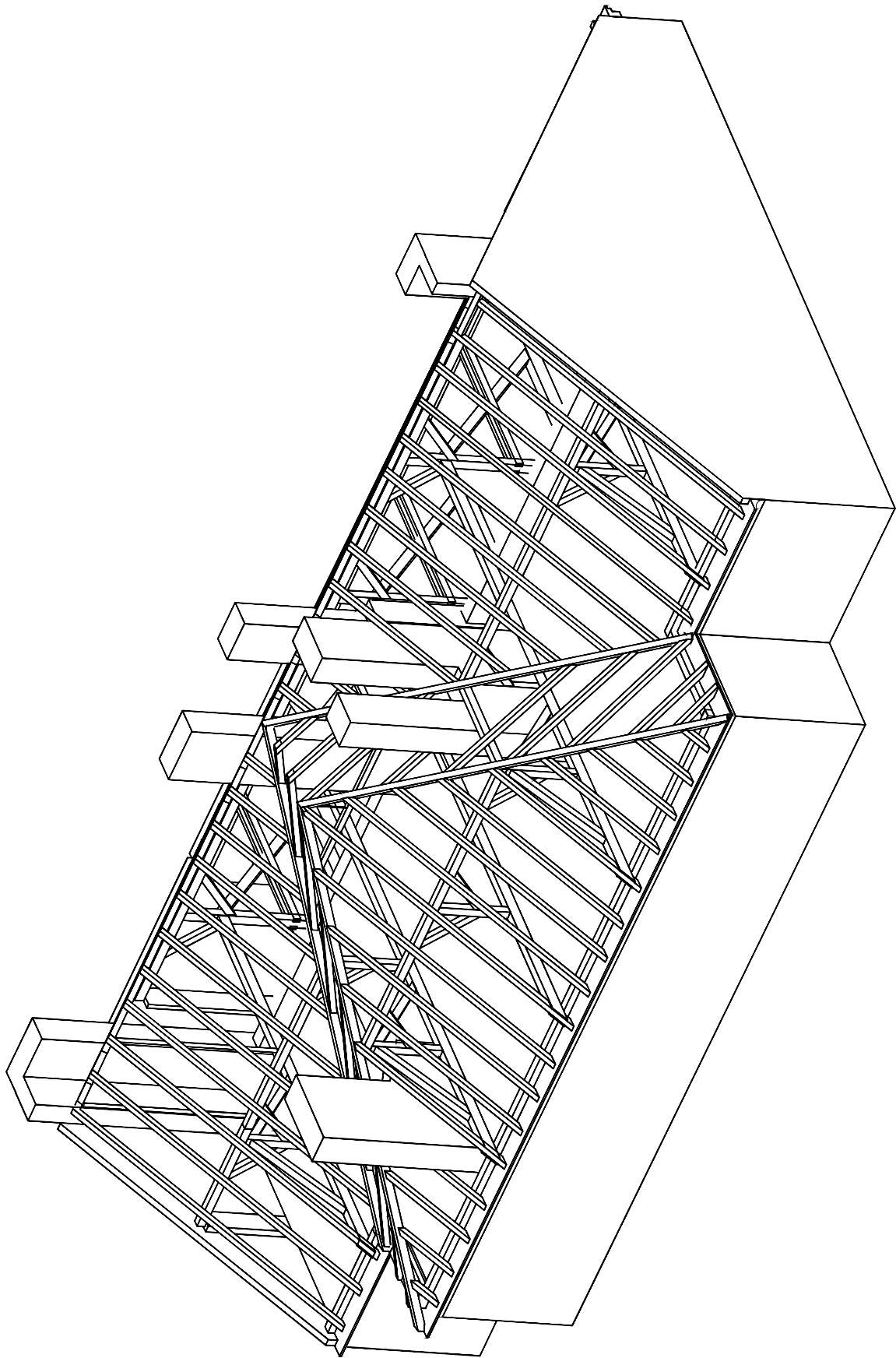
Plan Nummer	Verbindungen Verbindung 10	Maßstab 1:10
13	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 11.05.2022
	 	Zeichner Daniel Köberl





Plan Nummer	Grundriss Schadensanalyse	Maßstab	1:125
14	Projekt	Datum	10.05.2022
			Zeichner



Plan Nummer	3D-Modell Ansicht Ost	Maßstab
		-
15	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum 10.05.2022
	  study research engineering test center	Zeichner Alen Malagic



Plan Nummer	3D-Modell Ansicht West	Maßstab	-
16	Projekt Dach Bergmannsgasse 19	Datum	10.05.2022
	  study research engineering test center	Zeichner	Alen Malagic

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskennzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl