

Bautechnische Analyse und statische Nachweisführung eines historischen Sakralbaus hinsichtlich der aktuellen Normenlandschaft anhand des Beispiels Stadtpfarrkirche Steyr

Construction analysis and static verification of a historic church architecture in terms of current standards landscape using the example Stadtpfarrkirche Steyr

Diplomarbeit
Master – thesis

Zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur für technisch-wissenschaftliche Berufe

der FH Campus Wien

Masterstudiengang Nachhaltigkeit in der Bautechnik

Vorgelegt von:
Berthold Schörkhuber

Personenkennzeichen
1110325004

Erstbegutachter/in:
Dr. Karl Heinz Hollinsky

Zweitbegutachter/in:
Dr. Anton Pech

Fachbetreuer:
Dipl.-Ing. Dr. Hans-Jörg Kaiser

Abgabetermin
04.07.2013

Erklärung:

Ich erkläre, dass die vorliegende Diplomarbeit von mir selbst verfasst wurde und ich keine anderen als die angeführten Behelfe verwendet bzw. mich auch sonst keiner unerlaubter Hilfe bedient habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einer Beurteilerin/einem Beurteiler zur Begutachtung) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Weiters versichere ich, dass die von mir eingereichten Exemplare (ausgedruckt und elektronisch) identisch sind.

Datum:

Unterschrift:

Kurzfassung

Die Erhaltung kultureller Baudenkmäler ist für die Gesellschaft von wichtiger Bedeutung. Historische Gebäude sind Dokumente vergangener Epochen, und um den Verfall derartiger Kulturgüter entgegenzuwirken, sind permanente Instandhaltungsarbeiten und Restaurierungen notwendig.

Eine statisch-konstruktive Untersuchung der Bausubstanz ist von enormer Bedeutung um eventuelle Schwächen in der Tragwerksstruktur zu erkennen und zu beheben.

Die Standsicherheit eines historischen Gebäudes kann durch eine rechnerische Nachweisführung festgestellt werden. Ziel der Untersuchungen in dieser Arbeit ist die Feststellung, ob die Standsicherheit gemäß dem Sicherheitsniveau der aktuellen Normen gewährleistet ist.

Gegenstand für die Bemessungen sind die massiven Bauelemente welche für die Lastabtragung relevant sind.

Durch die Anwendung der gültigen Normen erhöhen sich die Spannungen auf Grund der Sicherheitsbeiwerte für die Lasteinwirkungen und Materialien. Außerdem können durch die verschiedenen Lastmodelle die Spannungsgrößen für die jeweiligen Einwirkungen simuliert werden.

Die Ergebnisse der Spannungsauswertungen werden grafisch dargestellt und ermöglichen das Aufzeigen der Auswirkungen bei Belastungsänderungen in den Bauteilquerschnitten.

Die statischen Berechnungen geben außerdem Auskunft darüber, ob die mittelalterlichen Baumeister das Kirchengebäude ausreichend dimensioniert haben.

Abstract

The preservation of cultural monuments is of major importance for society. Historic buildings document past eras. □ To counteract the deterioration of cultural property, permanent repairs and restorations are necessary.

A static analysis of a building is relevant to detect any weaknesses in the structure. The stability of such an example of architecture can usually be determined by a specific verification.

The aim of the investigations in this paper is not only to determine the stability of the building but also for it to be analysed in accordance with the security level of the current standards.

The massive components of for example a church, which are essential for load transfer, are the most significant part of this analytical study.

By application of the current standards for case studies, the safety factors for materials and forces like wind, increase the stresses in the component sections. Tension values for the respective effects will be simulated by various load models. The results of the stress analyzes are represented graphically and provide an illustration of the variation of the stresses in the different component sections.

The static calculations also provide information about if medieval architects planned the church with its required dimensions.

Schlüsselbegriffe

Strebepfeiler

Gewölbeschub

Mauerwerksspannungen

Lastabtragung

Statisches Modell

Standicherheit

Tragfähigkeit

Aussteifung

Belastungsmodell

Inhaltsverzeichnis

1. BAUTECHNISCHE ANALYSE UND BESCHREIBUNG	1
1.1. Historischer Abriss.....	1
1.2. Bauwerksbeschreibung	3
1.2.1. Kirchenschiff	3
1.2.2. Turm	4
1.3. Beschreibung der statisch-konstruktiven Elemente	7
1.3.1. Baugrund	7
1.3.2. Gründung.....	7
1.3.3. Aufgehendes Mauerwerk	7
1.3.4. Pfeiler.....	10
1.3.5. Strebpfeiler.....	10
1.3.6. Gewölbe.....	11
1.3.7. Dachstuhl.....	13
2. KONSTRUKTIVE DOKUMENTATION DER TRAGELEMENTE.....	14
2.1. Zur statischen Bemessung gotischer Tragstrukturen	14
2.2. Definition der konstruktiven Tragelemente.....	16
2.2.1. Gründung.....	16
2.2.2. Aufgehendes Mauerwerk	17
2.2.3. Pfeiler.....	18
2.2.4. Strebpfeiler.....	18
2.2.5. Gewölbe.....	19
3. STATISCHE MODELLIERUNG	23
3.1. Grundlagen für die Modellierung	23
3.2. Materialeigenschaften	26
3.3. Einwirkungen	29
3.3.1. Eigenlasten	30
3.3.2. Windlasten	31
3.3.3. Schneelasten	35
3.4. Bestimmung des statischen Gesamtsystems.....	37
3.4.1. Statisches System Langhaus.....	38
3.4.2. Statisches System Turm	41
3.5. Statische Bestimmung der Tragelemente	42
3.5.1. Gründung.....	43
3.5.2. Mauerwerk	46

3.5.3.	Pfeiler.....	47
3.5.4.	Strebpfeiler.....	51
3.5.5.	Gewölbe.....	61
4.	RECHNERISCHE NACHWEISFÜHRUNG	72
4.1.	Grundlagen	72
4.1.1.	Bemessungsnormen	72
4.1.2.	Einwirkungskombinationen für die Tragfähigkeitsbemessung	73
4.2.	Statische Berechnung Strebpfeiler Achse 5	74
4.2.1.	Berechnungsvorgang	74
4.2.2.	Nördlicher Strebpfeiler A5	77
4.2.3.	Mauerpfeiler B5.....	91
4.2.4.	Mauerpfeiler C5	93
4.2.5.	Südlicher Strebpfeiler D5	95
4.2.6.	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse.....	103
4.3.	Statische Berechnung Gewölbe Achse 5	104
4.3.1.	Gewölbe über Nordschiff	105
4.3.2.	Gewölbe über Mittelschiff.....	106
4.3.3.	Gewölbe über Südschiff.....	107
5.	RESÜMEE.....	110

1. Bautechnische Analyse und Beschreibung

1.1. Historischer Abriss

Die Stadtpfarrkirche von Steyr wurde erstmals 1275 urkundlich erwähnt. Nach dem heutigen Wissensstand, dürfte die Kirche schon knapp 200 Jahre zuvor, in Form einer Kapelle, existiert haben. Eine Urkunde bestätigt, dass ein gewisser Abt Friedrich 1. von Garsten, einen Besitzstreit zwischen dem Abt von Seitenstetten und dem Pfarrer von Sindelburg schlichtete. Da die damalige Kapelle wegen eines verheerenden Stadtbrandes schwer beschädigt wurde, konnte durch einen Neubau eine deutliche Aufwertung der Kirche erreicht werden. Die Kirche wurde dem Heiligen St. Ägidius und dem Heiligen Koloman gewidmet. Nachdem das Gebäude bei einem Brand 1522 neu errichtet und zugleich vergrößert wurde, entschied man sich für eine gotische Restauration Mitte des 15. Jahrhunderts.



Abb. 1: Steyr, Grünmarkt, im Hintergrund die Stadtpfarrkirche mit Chorfassade

Einerseits lag der Grund für die Erneuerung im Zuge der damaligen Gotisierungswelle, andererseits benötigte man wegen der wachsenden Bevölkerung der Stadt Steyr einen Ausbau der Kirche. Die Umbauarbeiten wurden

dem Baumeister Hans Puchspaum anvertraut, der seines Zeichens Hüttenmeister von St. Stephan in Wien war. Ein Brand im Jahr 1479 zerstörte, kurz vor der Fertigstellung, den Turm. In den 20er Jahren des folgenden Jahrhunderts vernichtete ein Brand große Teile der Kirche. Das spitzbogenförmige Tonnengewölbe im Mittelschiff als auch die Kreuzgratgewölbe in den Seitenschiffen des Langhauses wurden um 1630 hergestellt. Im Jahr 1889 erfolgte, unter der Leitung des Wiener Dombaumeisters Friedrich von Schmidt, die Neuerrichtung des neugotischen Turmhelms nachdem der ehemalige barocke Kuppelhelm nach einem Brand 1876 zerstört wurde.¹

¹ vgl. Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993

1.2. Bauwerksbeschreibung

1.2.1. Kirchenschiff

Die Stadtpfarrkirche Steyr ist eine dreischiffige, gotische Hallenkirche. Das Kirchenschiff ist gut ersichtlich in Chor und Langhaus gegliedert. Die Aussenmaße der Kirche betragen in der Länge knapp 54,00 m und in der Breite, einschließlich der Strebepfeiler, ca. 27,80 m. Die Höhe des Firsts des Sakralgebäudes beträgt 37,30 m; die Traufe befindet sich auf etwa 18,31 m. Die vertikale Dachstuhlhöhe misst somit etwa 19,00 m. Das Langhaus ist in vier Joche gegliedert, der Chor hingegen besteht aus drei vollen Jochen. Die Apsiden des

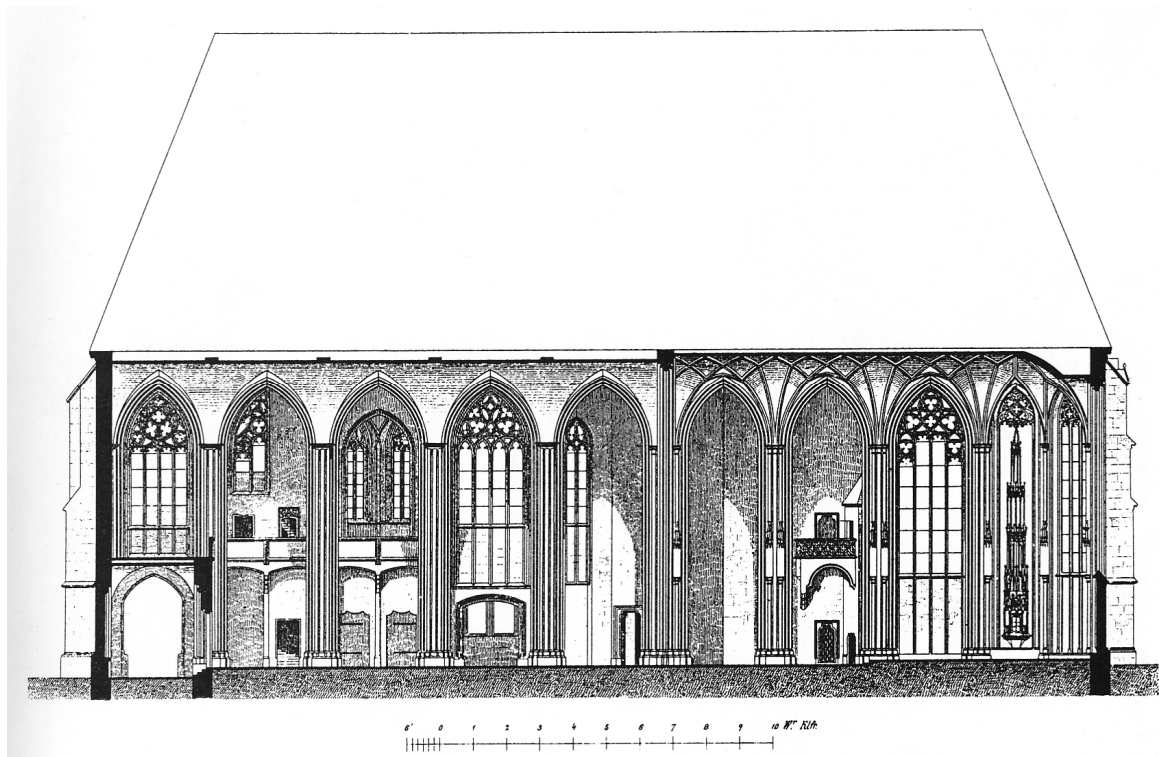


Abb. 2: Steyr, Stadtpfarrkirche, Längsschnitt; links das Langhaus mit Stichkappentonne, rechts der Chor mit Netzrippengewölbe

Chors sind bei den Seitenschiffen durch einen $3/8$ -Schluss gelöst. Das Mittelschiff hingegen endet durch einen $5/8$ -Schluss und ragt um ein halbes Joch neben den Seitenschiffen hervor. Die Gestaltung des Langhauses unterscheidet sich vom Chor vor allem in der Ausführung der Einwölbung. Ist das Langhaus im Mittelschiff von einem spitzförmigen Tonnengewölbe mit Stichkappen überdeckt, so findet sich im Chor ein gotisches, netzförmig gegliedertes Rippengewölbe. Die

Seitenschiffe im Langhaus sind durch Kreuzgratgewölbe eingewölbt und wurden, wie das Mittelschiff, im frühen 17. Jahrhundert errichtet.² Neben dem Langhaus und dem Chorraum besteht das Sakralgebäude an den Süd-, West und Nordwestseiten, aus Vorhallen sowie einer Empore. Die Nordvorhalle beschreibt im Grundriss ein halbes Sechseck mit einem sternförmigen Rippengewölbe als Überdachung.

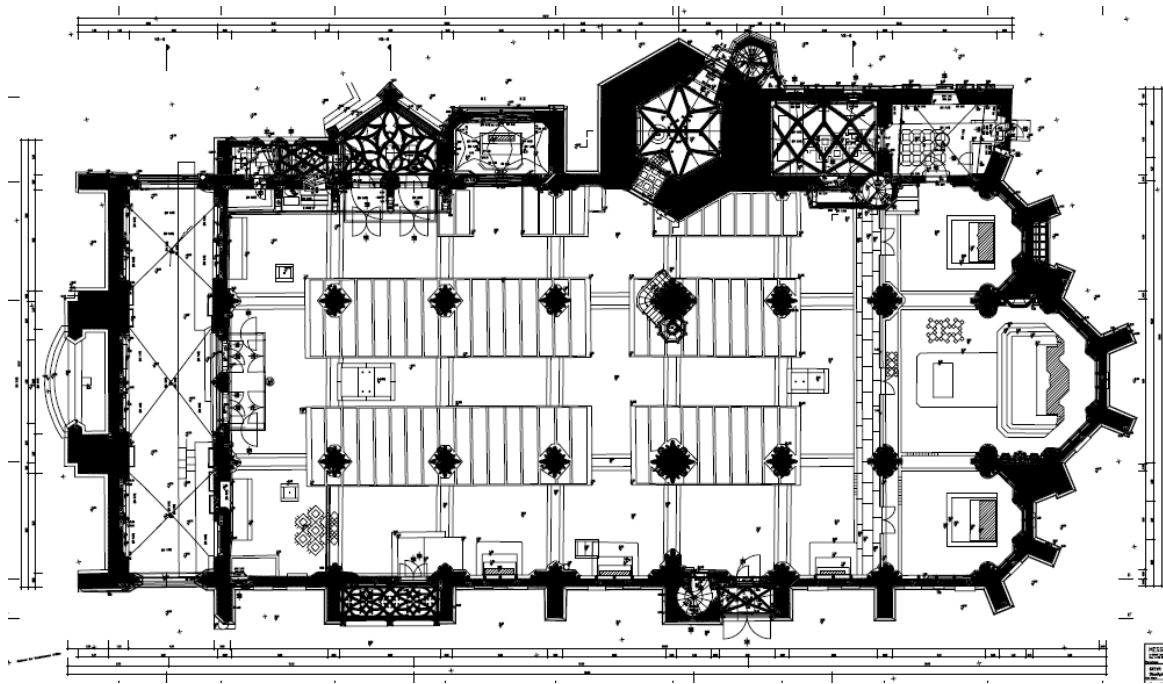


Abb. 3: Steyr, Stadtpfarrkirche, Grundriss

Die Westempore die zugleich als Durchfahrt fungiert, wird von drei Kreuzgratgewölben überwölbt. Die nördliche und die südliche Seitenkapelle weisen ein Netzrippengewölbe auf.

1.2.2. Turm

An der nördlichen Fassade des Kirchengebäudes wurde zeitgleich beim Bau des Langhauses ein Kirchturm errichtet.³ Der sechseckige Turm erreicht eine Gesamthöhe von knapp 80,00 m über dem Gelände, und weist acht Geschoße von unterschiedlichen Geschoßhöhen auf. Der sechseckige Grundriss zieht sich gleichmäßig bis unterhalb des siebten Turmgeschoßes, dessen Höhe über dem

² Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993. S. 51

³ Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993. S. 45



Abb. 4: Steyr, Stadtpfarrkirche, Ansicht von Nordosten mit Blick auf den Turm an der Nordfassade

Gelände mit 48,65 m beziffert wird, durch. Der über den Turmschaft gleichbleibende Außendurchmesser beträgt durchgängig etwa 10,25 m. Beim letzten Turmgeschoß misst der Außendurchmesser des Sechsecks etwa 7,50 m. Die Mauerwerkstärke beträgt im unteren Teil des Turmes 1,98 m und schwächt sich in den oberen Geschoßen nur geringfügig, aber sukzessive, ab. Ab dem siebten Obergeschoss beträgt die Mauerstärke etwa 1,05 m. Das Material, das für den Bau des

Kirchturmes verwendet wurde, entspricht jenem des Hauptschiffes. Allerdings sind für den Bau des Stiegenhauses, sowie bei Ausbesserungsarbeiten innerhalb des Turmes, gebrannte Ziegel verschiedener Formate verwendet worden. Der Turmhelm ist geometrisch betrachtet eine sechseckige Pyramide dessen Höhe etwas mehr als 27 m misst. Die Dachhaut besteht aus Konglomeratsteinen und die Stärke der Konstruktion beträgt im Mittel etwa 35 cm.

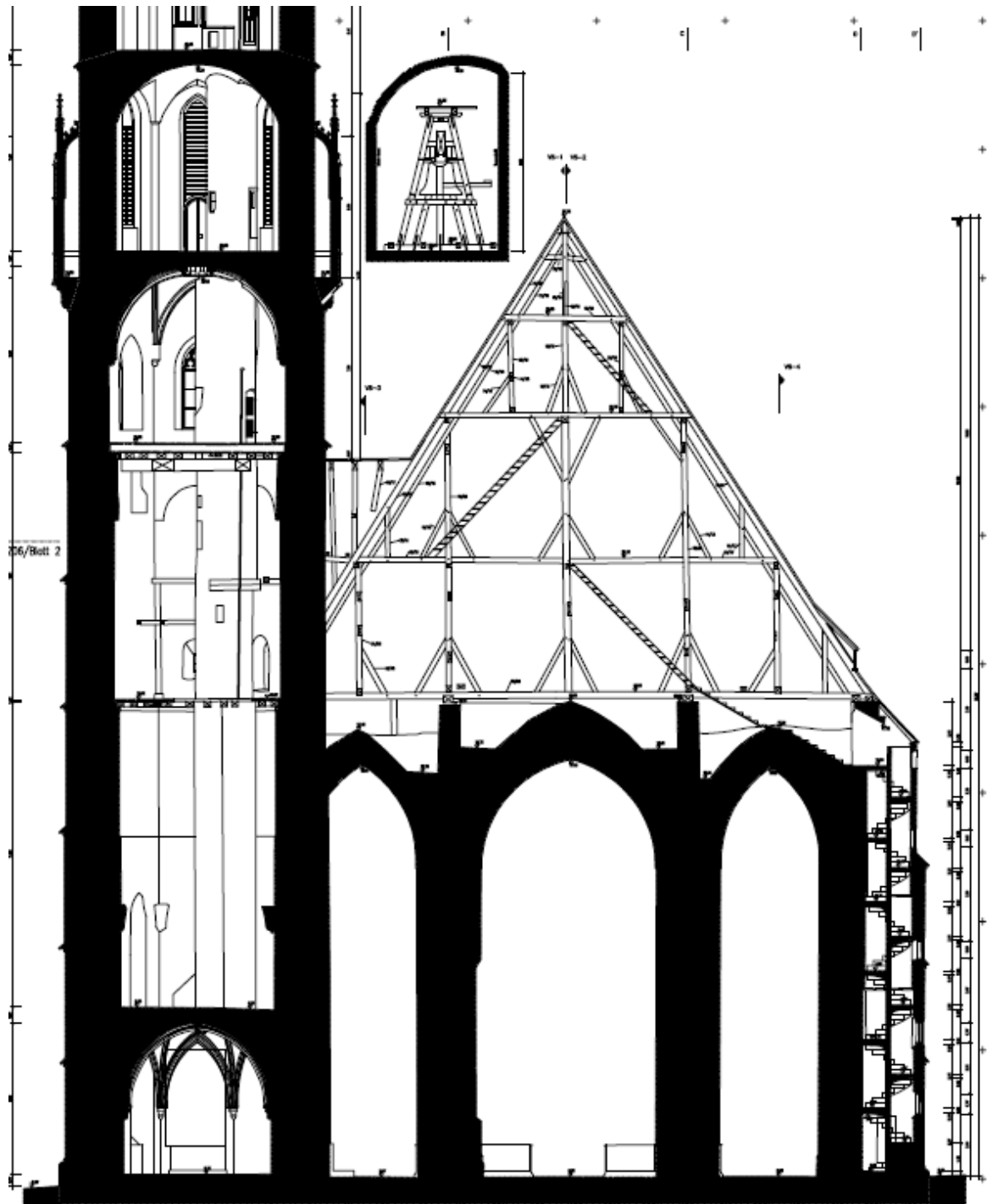


Abb. 5: Steyr, Stadtpfarrkirche, Querschnitt Langhaus und Turmschaft

1.3. Beschreibung der statisch-konstruktiven Elemente

1.3.1. Baugrund

Die flächendeckende Bodensubstanz besteht größtenteils aus einer etwa 20 cm starken Grobkiesschicht. Unter dieser Schicht befindet sich ein Gemisch aus Kies, Sand und Lehm und weist keine besonderen Auffälligkeiten oder Besonderheiten auf.

1.3.2. Gründung

Die Fundierung der Stadtpfarrkirche Steyr besteht, nach den Ergebnissen der Untersuchungen aus den Jahren 1999 und 2009 im Allgemeinen aus einem Gründungsmauerwerk. Die Tiefe reicht bis zu 1,80 m unter der Geländeoberkante. Das Material setzt sich aus großformatigen Konglomeratblöcken und einer schotterhaltigen Schüttung zusammen. Allerdings zeigen die Untersuchungen auf, dass die Nordwestecke aus lose vermauerten Steinpackungen bestehen und nur 1,10 m tief greifen.

1.3.3. Aufgehendes Mauerwerk

Das aufgehende Mauerwerk ist bei allen Fassadenseiten, bis auf die Westseite, von Maßwerkfenstern durchbrochen. Bis zu einer Wandhöhe von fünf Meter über dem angrenzenden Gelände ist das Gewände ohne nennenswerte Durchbrüche oder Öffnungen gestört. Die Wandstärke beträgt im Mittel etwa 85 cm, wobei die Wandflächen unterhalb der Fensterbänder schlanker ausfallen und hier etwa 45 cm messen. Die Ausbildung der Sockelsteine erfolgte durch großformatige Steinblöcke. Die als Sichtmauerwerk ausgeführten



Abb. 6: Steyr, Stadtpfarrkirche, Detailaufnahme des Mauerwerkverbandes sowie des Sockelmauerwerks

Fassaden bestehen aus großformatigen Konglomeratsteinquadern. Die senkrecht bearbeiteten Quadersteine wurden beim Bau der Kirche und für den Turm verwendet. Im Bereich der Mauerkrone des Westemporemauerwerks wurden auch gebrannte Ziegel eingesetzt.

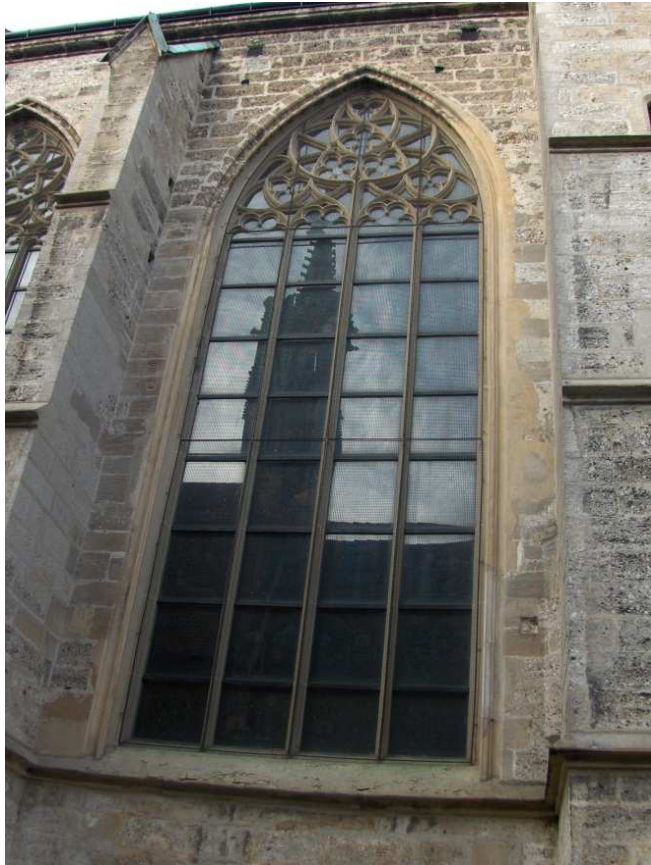


Abb. 7: Steyr, Stadtpfarrkirche, Südfassade; typisches gotisches Fenster

Das aufgehende Mauerwerk kann in allen Fällen als Opus Isodomum⁴ klassifiziert werden. Kennzeichnend dafür sind die regelmäßig behauenen Quadersteine die ein einheitliches Fassadenbild gestatten. Die Natursteine sind zu gleichmäßigen Quaderblöcken bearbeitet worden und weisen idente Höhen auf. Dadurch ermöglichen sich die homogenen Mauerschichtenhöhen und eine durchgehende Lagerfuge. In diesem Fall kann man auch von einem steinmetzmäßigen und nach einem Verlege- und Schichtenplan hergestellten, regelmäßigen Quadermauerwerk sprechen.⁵ Das

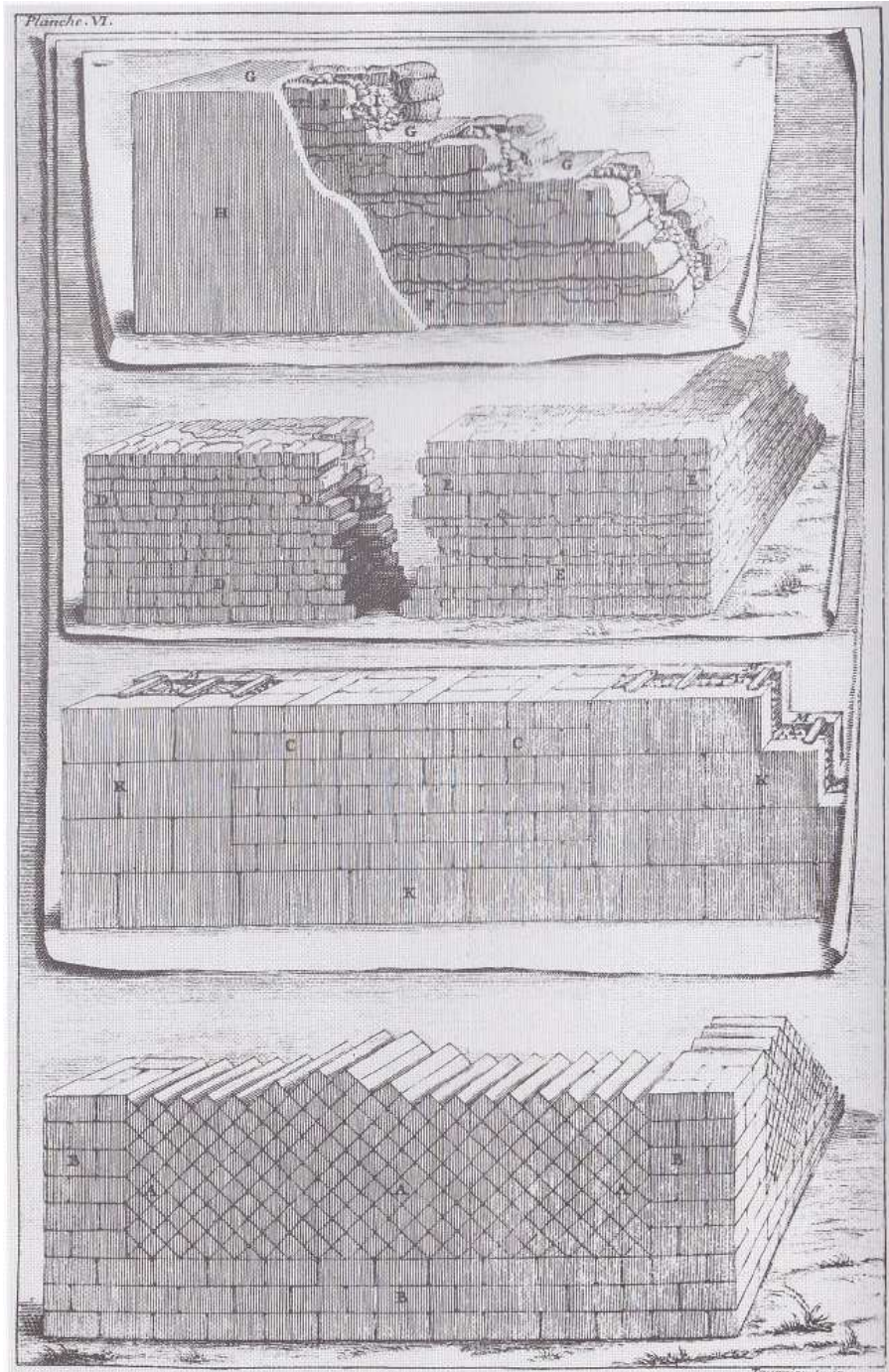
Fugenmaterial besteht aus Kalkmörtel und durch die Mauerwerksproben konnte ein hoher Bindemittelgehalt festgestellt werden. Die Stärke der Stoß- und Lagerfugen beträgt im Allgemeinen etwa einen bis zwei Zentimeter. Die Innenflächen sind im Gegensatz zu den steinsichtigen Außenfassaden mit Kalkmörtel verputzt. Die Wandöffnungen für die Glasfenster sind an der Südfassade sowie im Chorbereich anzutreffen. An der Nordseite sind die Vorhalle

⁴ Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. S 182 bis 183

⁵ Pech, Anton: Historische Konstruktionen. Mauerwerkstrockenlegung. Wien, FH Campus Wien, Skriptum. Ausgabe 02/2009. Seite 02.03.-23

und der Turm platziert und mit dem Mauerwerk verbunden und sind in das Kirchenschiff integriert.

Bis auf zwei Fenster an der Südfassade und an der östlichen Chorseite, gleichen



sich die Maßwerkfenster in ihrer Form und Gliederung. Die Höhe der Fenster beträgt vom Gesimse bis zum Scheitel ca. 11,50 m, die lichte Breite misst etwa 3,90 m bei den regulären Glasfenstern. Die Unterteilung der Fenster gliedert sich in vier Bahnen von je etwa 85 cm Breite.

Abb. 8: Mauerwerks und Verbandsarten nach Vitruv; das Mauerwerk D in der 2. Reihe stellt das Opus Isodorum dar

1.3.4. Pfeiler

Die vierzehn Bündelpfeiler im Inneren der Kirche bestehen, wie das aufgehende Mauerwerk, aus Konglomeratsteinen. Die Struktur, Gliederung und Gestaltung der Pfeiler ist bei allen im Wesentlichen ident. Unterschiede in konstruktiver Hinsicht sind nur bei den zwei Pfeilern in der Achse 6 erkennbar, welche die Trennlinie zwischen Langhaus und Chor darstellt. Die Kantenlängen der Pfeiler betragen im Mittel etwa 1,25 m. Es ist zu beachten, dass die Dienste der Bündelpfeiler stark profiliert sind und daher der tatsächliche, statisch relevante Pfeilerdurchmesser geringer ist. Berücksichtigt man die Verzierung und bezieht sich auf die volle quadratförmige Querschnittfläche des Pfeilers, so kann von einer Kantenlänge von etwa 1,05 m ausgegangen werden. Bei den stärker ausgebildeten Stützelementen betragen die Maße, analog zu den regulären Pfeilern, etwa 2,30 bzw. 1,50 m. Die Höhe aller Pfeiler beträgt von der Geländeoberkante bis zur Oberkante des Kapitels 12,33 m.

1.3.5. Strebpfeiler

Die außenseitigen Strebpfeiler sind normal zur Fassade ausgerichtet und bilden



Abb. 9: Steyr, Stadtpfarrkirche, Südfassade, Strebpfeiler

mit dem umschließenden Gewände einen homogenen Verbund. Die Anordnung der Strebpfeiler richtet sich exakt nach den Lang- bzw. Chorhauspfeilern, womit die Strebpfeiler das äußere Widerlager des Aussteifungssystems

darstellen. Das Material der Strebpfeiler besteht,

wie das aufgehende Mauerwerk und die inneren Pfeiler, aus Konglomeratsteinen und Kalkmörtel. Die Abmessungen betragen etwa 84 cm in der Breite und 180 cm in der Länge. Betrachtet man die Strebpfeiler im Schnitt, so verläuft die volle

Querschnittsfläche bis auf zwei Meter unterhalb der Traufe, und die Außenkante der Pfeiler neigt sich mit 60° zur Traufe hin.

1.3.6. Gewölbe

Das Langhaus und der Chor werden von verschiedenen Gewölbekonstruktionen überdacht und sind zudem in unterschiedlichen Bauphasen errichtet worden. Die ältere, spätmittelalterliche Gewölbeausführung ist im Chorraum vorzufinden. Es handelt sich um ein gotisches Netzgewölbe dessen Grate mit Steinrippen ausgebildet sind. Koch beschreibt das Mittelschiffsgewölbe wie folgt: „Die Wölbung des Mittelschiffs entspricht dem Entwurf auf den originalen Grundrissvisierungen, wurde aber erst



Abb. 10: Steyr, Stadtpfarrkirche, Mittelschiff, Chorgewölbe

in den 70er-Jahren des 15. Jahrhunderts verwirklicht. In der Grundrissprojektion erscheint die Rippenfiguration als ein fast regelmäßiges Netz im Sinne einer Vierparallelrippenwölbung, bei der das diagonale mittlere Rippenpaar auf eine Vorlage zusammengeführt wird. Man erwartet also eine jochverschleifende Wölbung. In der Raumansicht jedoch bildet sich durch die leicht kuppelige Wölbeschale über den Jochen optisch eine Folge von Knickrippenringen aus, wie sie bei der "geknickten Reihung" der Langhauswölbung von St. Stephan auch im Grundriss zu erkennen ist. Sie hat ihren Ursprung in den Knickrippensternen im älteren Langhaus von Maria am Gestade in Wien.“⁶ Die Ausführungen in den Seitenschiffen sind konträr zum Mittelchorschiff und werden von Kassetten und Quadraten abgeschlossen. Die architektonische Beschreibung nach KOCH sei hier wiedergegeben: „Die von Hans Puchspaum geplante Wölbung des 1443 begonnen Hallenchores wurde nur im Mittelschiff ausgeführt, während die

⁶ Koch, Rudolf: Kirchenbaukunst der Gotik in Oberösterreich. Gewölbeformen in Oberösterreichs Kirchen. In: URL:

http://homepage.univie.ac.at/rudolf.koch/geocities/studiolo_2000/got_ooe_gewoelbe.htm

(Letzter Zugriff: 26.06.2013)

Seitenschiffswölbungen von Puchspaums Nachfolger Mert Kranschach um 1470 in ihrer Form abgewandelt wurden. Die Wölbung des südlichen Seitenschiffs beruht auf zwei gekreuzten und um 45 Grad gegeneinander verdrehten Rippenzügen, die im Gewölbescheitel zu kleinen wandparallelen Quadraten aufgespalten sind, während an den Jochgrenzen die Gurtbögen durch Rautenquadrate aufgelöst erscheinen. In die kassettenartige Scheitelfigur ist ein Bogenquadrat eingeschrieben. Kennzeichnend für die Entstehungszeit in den 70er-Jahren des 15. Jahrhunderts ist die Konzentration kleinteiliger untektionischer Motive im Gewölbescheitel. Die Bogenquadrate und die Kassettenformen bilden in der Folge ein Leitmotiv der Steyrer Bauhütte.⁷ Das Mittelschiff im Langhaus wurde im frühen 17. Jahrhundert durch ein spitzförmiges Tonnengewölbe neu



Abb. 11: Steyr, Stadtpfarrkirche, Seitenschiff Süd;
Chorgewölbe

überdacht. Stichkappen auf dem Mittelschiffsgewölbe, die sich an den Arkadenbögen anlehnen, ermöglichen einen ungestörten seitlichen Lichteinfluss. Bei den Seitenschiffen handelt es sich um Kreuzgratgewölbe deren Kämpfer- und Stichhöhen mit dem Gewölbe des Mittelschiffs ident sind. Das Material der Gewölbekonstruktionen besteht aus Ziegelmauerwerk, wobei die Untersuchungen ergaben, dass unterschiedliche Steinformate zur Verwendung gekommen sind. Die Stärke der Gewölbesteine wird mit 26 cm beziffert. Des Weiteren wurden im Mittelschiff Gurtbögen eingezogen. Im Gegensatz zu

den anspruchsvoll ausgeführten Gewölbekonstruktionen im Chorbereich, sind die Gewölbeausführungen im Langhaus, bedingt durch die notwendige Reparatur

⁷ Koch, Rudolf: Kirchenbaukunst der Gotik in Oberösterreich. Gewölbeformen in Oberösterreichs Kirchen. In: URL:

http://homepage.univie.ac.at/rudolf.koch/geocities/studiolo_2000/got_ooe_gewoelbe.htm

(Letzter Zugriff: 26.06.2013)

nach einem Brand, einfach gehalten. Die Westempore weist drei Kreuzgratgewölbe als Überdeckung auf. Bei den Einwölbungsarbeiten der Westempore wurden leichte Tuffsteine verwendet. In den Süd- und Nordvorhallen wurden mit Kalk- bzw. Sandsteine die Gurtruppen errichtet. Die Füllsteine zwischen den Rippen bestehen aus Ziegelsteinen. Die Gewölbezwickel sind mit Bauschutt verfüllt und reichen mindestens bis zur halben Stichhöhe der jeweiligen Einwölbung. Konstruktionen zur Gewölbeschubabfangung oder zur Schubkraftentlastung, wie schmiedeeiserne Gewölbeanker, sind nicht existent.

1.3.7. Dachstuhl

Die Dachkonstruktion wurde im Jahr 1559⁸ fertiggestellt und die damals ausgeführte Konstruktion ist bis heute vorzufinden. Die Höhendifferenz von der

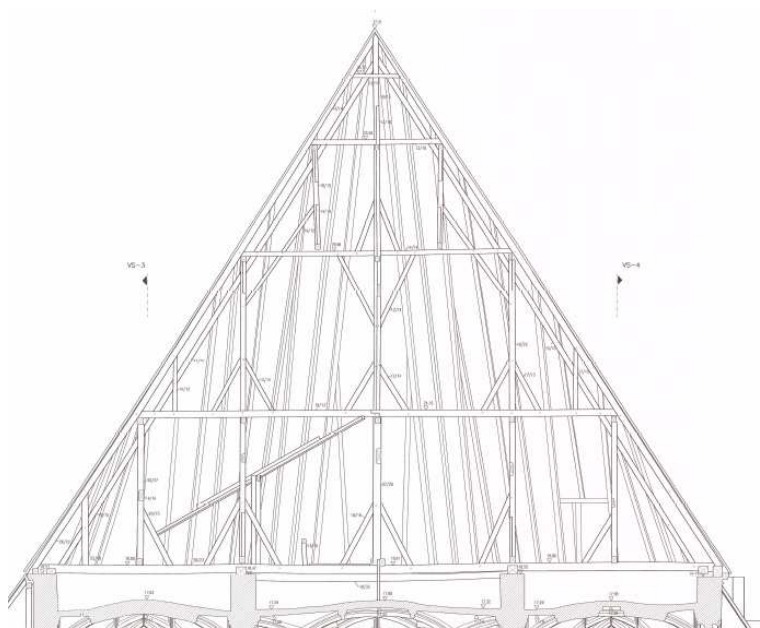


Abb. 12: Steyr, Stadtpfarrkirche, Querschnitt Dachstuhl; viergeschossiger Kehlbalkendachstuhl

Traufe bis zum First beträgt, bei einer Dachneigung von 58° und einer Spannweite von knapp 24 m, 19 m. Die Konstruktion ist ein viergeschossiger Kehlbalkendachstuhl mit stehendem Stuhl sowie einem Hängewerk als Auflagerbalken. Die Lastübertragung auf das Mauerwerk erfolgt über insgesamt sechs

Mauerbänken. Die äußeren Auflager sind jeweils mit zwei Fusspfetten ausgestattet, die allesamt durchgehend satt auf den Sargmauern lagern.

⁸ Vgl. KOCH, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993

2. Konstruktive Dokumentation der Tragelemente

2.1. Zur statischen Bemessung gotischer Tragstrukturen

Die Bemessung bzw. die Feststellung von historischen Kirchengebäuden auf deren Standsicherheit und Tragfähigkeit, war ein Bestreben der verantwortlichen Baumeister, und von essenzieller Bedeutung für den Erfolg einer Kirchbaustelle. Die Standsicherheit konnte im Mittelalter vor allem durch die Einhaltung Handwerksregeln gewährleistet werden, bzw. durch Experimentieren und durch Versuche neue Erkenntnisse, z.B. in Bezug auf die Schlankheit, Dimension und Gestaltung von Bauteilen, gewonnen werden.⁹ In Italien des eingehenden 16. Jahrhunderts entstanden erstmals Überlegungen und Modelle zur Ermittlung des horizontalen Gewölbeschubs, wie Skizzen von Leonardo da Vinci bezeugen.¹⁰ Die Versuche, eine plausible und einfache Ermittlung des Tragwerksverhaltens der Gebäude zu gestalten, begannen vor etwa 200 Jahren. Im Zuge des Aufkommens der Nationalisierungsgedanken im Europa des frühen 19. Jahrhunderts, und dem damit gesteigerten Interesse für mittelalterliche und, vor allem in fränkischen Gebieten, vorwiegend gotische Kirchen. Als Anstoß kann hier speziell der Kölner Dom genannt werden welcher ja, nach Jahrhunderten im permanenten Bauzustand, während dieser Zeit schlussendlich fertiggestellt wurde. Im deutschsprachigen Raum ist besonders das Werk „Das Lehrbuch der gotischen Konstruktionen“ hervorzuheben. Das von Georg Gottlob Ungewitter verfasste Skriptum zur Bemessung gotischer Baukonstruktionen umfasst eine detaillierte Dokumentation, sowie eine Anleitung zur Dimensionierung und Ausführung von (neu-)gotischen Bauwerken.¹¹ Das Lehrbuch wurde 1859 veröffentlicht und somit

⁹ Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 302

¹⁰ Vgl. Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 279

¹¹ Ungewitter, Georg G.: Lehrbuch der gotischen Konstruktionen. In: URL:

http://www.bma.arch.unige.it/PDF/CD4-Varios_parte2de2/1890%20Ungewitter.%20Lehrbuch%20der%20Gotischen%20Konstruktionen.%20T.I.pdf (letzter Zugriff 26.06.2013)

deutlich vor Errichtung der ersten neugotischen Bauten. Man kann davon ausgehen, dass das Werk die Basis und unverzichtbarer Bestandteil diverser neugotischer Bauten bildet. Die Kenntnisse der wissenschaftlich fundierten Berechnungsmethoden sind in diesem Buch enthalten und bilden bis heute die Grundlage für die Bemessung und für die statische Modellierung gotischer Tragwerke. Jürgen Segger veröffentlichte seine Doktorarbeit mit dem Titel „Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und statisch verwandten Kathedralen“ 1969, und ermöglichte mit seinen umfangreichen Untersuchungen und Bemessungen einen sehr guten Einblick in die statische Tragstruktur.¹² Die sehr aufschlussreichen Vergleiche bezüglich der Dimensionen hinsichtlich Querschnitte, Höhen, und Schlankheiten zwischen den sechs bekannten französischen Sakralbauten und dem Kölner Dom, ermöglichen eine nachvollziehbare Entwicklung der gotischen Bautechnik und des wachsenden Wissens der seinerzeitigen Baumeister. Die Doktorarbeit basiert durchaus auf das Lehrbuch Ungewitters bzw. werden neue Erkenntnisse eingebracht und mit den damals gültigen DIN-Normen verglichen. Die grundlegende statische Modellierung und Vorgehensweise der Bemessung entspricht noch heute dem Stand der Technik. Aktuell ermöglichen computergestützte Rechenprogramme eine weitgehende genaue Analyse und Auswertung des Tragverhaltens der Untersuchungsobjekte. In den letzten zwei Dezennien wurden mittels der Finite-Elemente Methode aufwändige Untersuchungen an Gewölbe und Tragpfeiler vorgenommen. Derartige Methoden benötigen auf Grund der immensen Datenauswertungen, beispielsweise wegen komplexer Gewölbeformen, mehrere Stunden an Auswertungszeit und erfordern eine hohe Rechenkapazität der Computer.¹³ ¹⁴Außerdem verfolgen derartige Berechnungskonzepte das Ziel, die Bestandsstruktur nach dem aktuellen Substanzzustand, also inklusiver Risse und

¹² Segger, Jürgen: Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und statisch verwandten Kathedralen. – Aachen, Technische Hochschule, Fakultät für Bauwesen, Diss. 1969

¹³ Barthel, R./Maus, H./Jagdfeld, M./Kayser, Ch.: Untersuchung und Instandsetzung des Langhaus-Regelquerschnittes am Hohen Dom zu Augsburg. In: URL: http://www.lt.ar.tum.de/fileadmin/w00bdx/www/Vortragsreihe/Ws_09_10_und_10_11/120123_bundm.pdf (Letzter Zugriff: 26.06.2013)

¹⁴ Krausz, Karoly: Tragverhalten gemauerter Tonnengewölbe mit Stichkappen. – Stuttgart, Universität, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Diss. 2002

Verschiebungen, zu analysieren und etwaige Schwachstellen zu erkunden und untersuchen.

2.2. Definition der konstruktiven Tragelemente

2.2.1. Gründung

Die Notwendigkeit einer tragfähigen Gründung war im Mittelalter durchaus

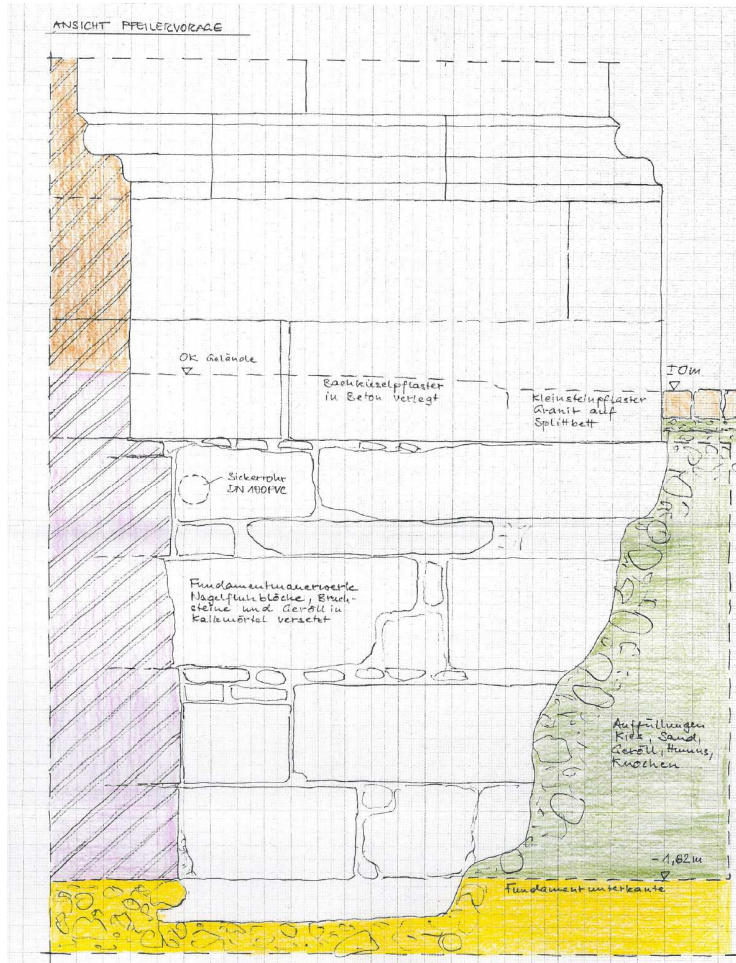


Abb. 13: Steyr, Stadtpfarrkirche, Aufnahmeskizze Fundamentuntersuchung Südfassade

bekannt, und trug wesentlich zur Standsicherheit des Gebäudes bei. Allerdings dürfte die Ausführung der Gründung bei historischen Gebäuden teilweise wenig ausreichend oder gänzlich unzureichend sein, bzw. ist auf den Baugrund nicht genügend eingegangen worden.¹⁵ Bei dem zu untersuchenden Objekt konnte eine durchgängige Gründungstiefe von 1,82 m festgestellt werden. Die Breite der Gründung beträgt 40 cm mehr als die aufgehenden Mauerteile und Pfeiler, da ein Überstand von 20 cm je Seite

bemessen wird.

¹⁵ Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 308

2.2.2. Aufgehendes Mauerwerk

Das aufgehende Mauerwerk ist im unteren Drittel der Fassade durchgehend geschlossen. Ab einer Höhe von etwa fünf Metern sind vor allem an der Süd- und Ostfassade großflächige Öffnungen in den Wänden, auf Grund der Glasfenster, vorhanden. An der Südfassade ist neben der Vorhalle des Seiteneinganges auch ein fassadenhohes Treppenhaus installiert. Die Jochwände an der Westempore hingegen sind durchweg geschlossen und nur mit vernachlässigbaren Öffnungen versehen. An der Nordfassade sind ebenfalls Öffnungen auf Grund der Fensterbänder vorhanden. Allerdings sind zusätzliche Wände wegen des Kirchenturms und den Vorhallen zu berücksichtigen. Da das Gebäude als Skelettbau betrachtet wird, sind die aufgehenden Wände für die Nachbemessung nicht für die Aufnahme der horizontalen Gewölbeschublasten relevant, da die Strebepfeiler zur Gänze die Lasten aus den Gewölbekonstruktionen aufnehmen.

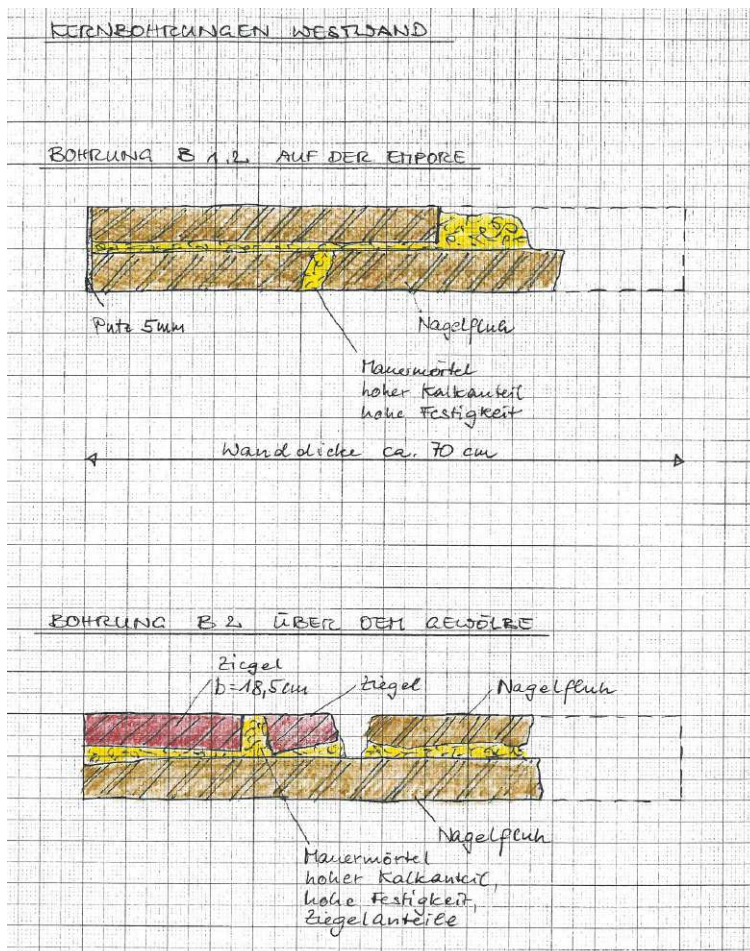


Abb. 14: Steyr, Stadtpfarrkirche, Aufnahmeskizze der Kernbohrung in der Westwand

Außerdem sah die Planung Puchspaums keine gemauerten Wandstücke zwischen den Fenstern und Strebepfeilern vor. Diesbezüglich kann aus Koch/Prokisch folgendes entnommen werden:

„Inwiefern Mert Kranschach am Weiterbau des Langhauses beteiligt war, lässt sich heute nicht mit Sicherheit feststellen. Zweifellos könnten die Langhausmauern teilweise auf ihn zurückgehen, denn der Stil der Fensterrahmen mit

bereits im Scheitel überkreuzten Profilen spricht für eine Entstehung in den 70er und frühen 80er Jahren des 15. Jahrhunderts. Zum gleichen Stilbild gehört weiters, dass die Fenster nicht mehr wie in der Planung Puchspaums- die volle Wandbreite zwischen den Strebepfeilern einnehmen, sondern einen größeren Wandstreifen stehen lassen. Die stark durchlichtete „Glashausarchitektur“ wird dem Zeitstil entsprechend durch eine größere Wandhaftigkeit ersetzt. Auch die Fortführung der Fensterpfosten als Paneele in der Sockelzone fehlt jetzt.“¹⁶

2.2.3. Pfeiler

Die Bündelpfeiler im Inneren der Hallenkirche werden in erster Linie als vertikale Stützelemente betrachtet. Auf Grund des Gewölbeschubes, der von vier Seiten zu erwarten ist, müssen die Pfeiler gegen Horizontalkräfte nachbemessen werden. Die Verbindung mit der Gründung wird als eingespannt betrachtet. Die Pfeilerkrone wird aus statischer Sicht als vierfach gehalten angesehen. Die zu erwartende Lastexzentrizität am Fusspunkt resultiert sich aus dem horizontalen Gewölbeschub, den differierenden Achsabständen der Joche und den daraus resultierend unterschiedlich großen Lasteinwirkungen. Im Zuge der Lastexzentrizität entstehen innerhalb des betrachteten Pfeilerquerschnitts ungleichmäßige Spannungsverteilungen die bei großer Ausmitte zu Zugspannungen und zu einer klaffenden Fuge führen können. Durch die vierseitige Anbindung der Pfeiler an die Gewölbebögen, kann eine ausreichende Sicherung gegen Verschiebung in zwei horizontalen Richtungen bewerkstelligt werden.

2.2.4. Strebepfeiler

Die normal zur Fassade angeordneten Strebepfeiler befinden sich in den Achsrichtungen der Pfeiler. Die Strebepfeiler stellen das Außenglied der Tragstruktur dar, und dienen in erster Linie als Sicherung gegen die horizontalen Schubkräfte die sich aus den Gewölbelasten resultieren. Allerdings erfordern die

¹⁶ KOCH, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993, Seite 46

Untersuchungen der Strebepfeiler einen Nachweis der Schubtragfähigkeit des Mauerwerks. Ein weiteres Kriterium der Standsicherheit ist die Feststellung einer möglichen Lastexzentrizität, die die Ursache für klaffende Fugen darstellt. Auf Grund ausmittiger Lastangriffe kann die Kraftübertragung im betreffenden Querschnitt nur ungleichmäßig verteilt werden. Bei großer Ausmitte des Lastangriffes, können Zugbeanspruchungen im Querschnitt entstehen, welche allerdings vom Mauerwerk nur geringfügig aufgenommen werden können. Bauteile welche aus Mauerwerk bestehen, können in der Regel, nach empirischen Erfahrungen, zehn Prozent an Zugfestigkeit, bezogen auf die charakteristische Steindruckfestigkeit, aufweisen.¹⁷

2.2.5. Gewölbe

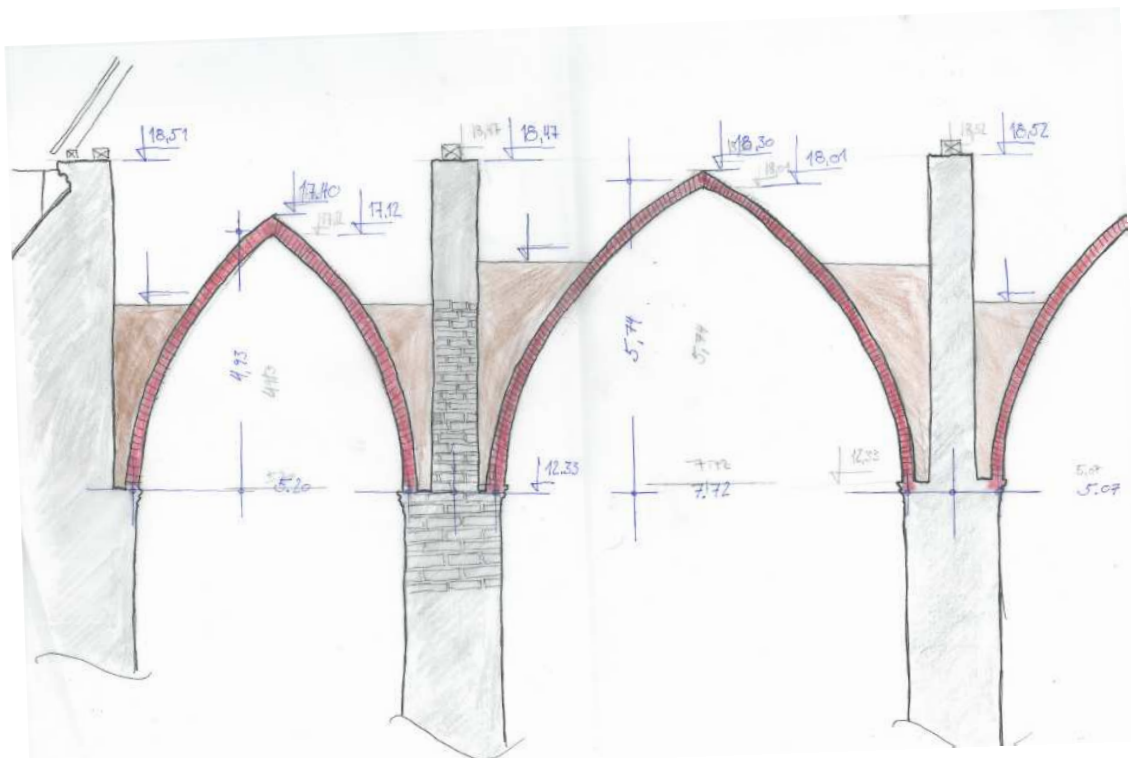


Abb. 15: Steyr, Stadtpfarrkirche, Querschnitt Langhaus; schematische Skizze des Gewölbeaufbaus

¹⁷ Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 19

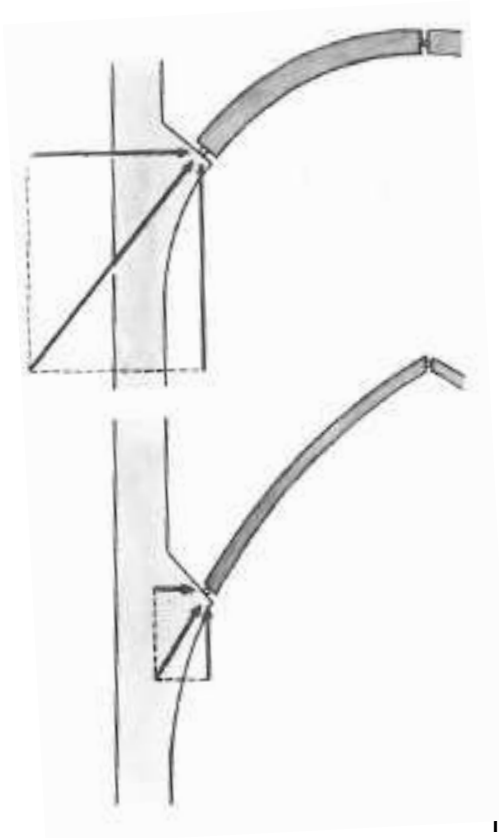


Abb. 16: Minimierung der horizontalen Schubkräfte
steileren Gewölbekonstruktionen

Im Langhaus finden sich wie im vorigen Kapitel erwähnt, die Kreuzgratgewölbe in den Seitenschiffen, sowie das Tonnengewölbe mit Stichkappen im Mittelschiff. Im Chor sind die Rippen der Netzgewölbe für die Qualität ausschlaggebend, um die Lastübertragungen in die Pfeiler bzw. Strebepfeiler gewährleisten zu können. Wie aus der Literatur hinlänglich bekannt ist, ist im Allgemeinen für die Bestimmung der Standsicherheit bei Gewölbebauten, das ausreichend dimensionierte Widerlager zur Aufnahme horizontalen Schubkräfte ausschlaggebend.¹⁸ Die Vertikallasten hingegen übersteigen selten die zulässigen Druckfestigkeiten der ableitenden Bauteile wie Pfeiler oder Mauerwerk, daher sind diesbezüglich keine großen Spannungsausnutzungsgrade zu erwarten. Für die Bestimmung der Spannungen im Gewölbequerschnitt werden die Referenzpunkte der Gewölbekurve (Kurvenpunkte) aus den Plänen abgemessen. Die Einwölbungen im Langhausbereich benötigen eine Differenzierung zwischen dem Mittelschiff und den Seitenschiffen. Das Mittelschiff wird durchgehend von einem

¹⁸ Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 63

spitzbogigen Tonnengewölbe überdeckt. Zu den Arkaden öffnet sich das Tonnengewölbe mit Stichkappen, wobei die Schnittpunkte der Stichkappengrate unterhalb der Scheitellinie des Tonnengewölbes zusammenfallen. Daher gehen die Stichkappen nicht über die volle Höhe des Tonnengewölbes, sondern schließen mit den Scheitel der Arkaden waagrecht ab. Für die Berechnung der horizontalen Schubkräfte allerdings dienen die Grate der Stichkappen als Angriffsrichtung der Kräfte zufolge horizontaler Schublasten. Für die Ermittlung der Oberfläche wird die projizierende Ebene der halben Grundrissfläche bestimmt. Die Form der Schüttung der Gewölbezwickel wird näherungsweise als Pyramide betrachtet. Da die eigentliche Gewölbekurve ähnlich einer überhöhten Parabel angesehen wird, und die Restfläche der Gewölbezwickel auf Grund der Kurvenkrümmung entsprechend kleiner ist, wird ein prozentueller Anteil von zehn Prozent der Hinterfüllung in den Gewölbezwickel abgezogen. Die

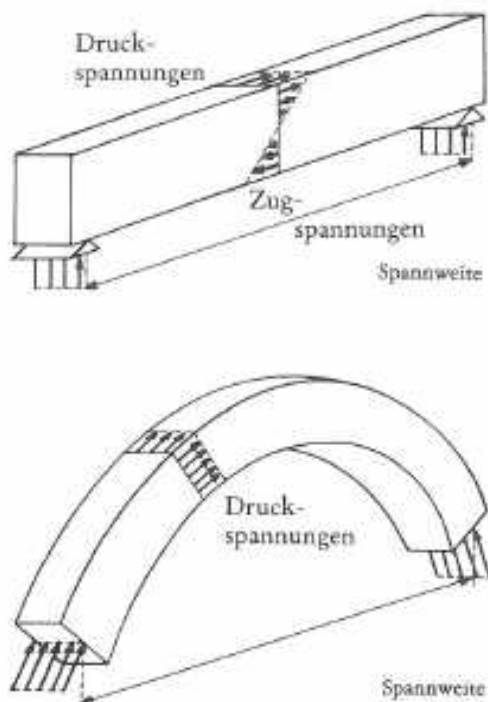


Abb. 17: Vergleich von Träger- und Bogensystemen

Seitenschiffgewölbe sind per Definition als Kreuzgratgewölbe anzusehen. Die Geometrie der Einwölbungen bezieht sich in ihrer Breite auf die Arkaden, sowie auf die Stichhöhe des Tonnengewölbes im Mittelschiff. Die Spitzbogenform der Seitenschiffgewölbeform ist steiler als im Mittelschiff, da die Höhe der Scheitel in allen drei Schiffen, gemäß der Definition als Hallenkirche, fast gleich hoch ist. Die Berechnung der Vertikal- und Horizontallasten erfolgt im gleichen Schema wie die der Mittelschiffgewölbe. Die Lastangriffe aus den Gewölbelasten werden hier ebenfalls in Richtung der geneigten Gratlinien angesetzt. Das

Chorgewölbe ist deutlich anspruchsvoller konstruiert als das Langhausgewölbe. Das Mittelschiffsgewölbe ist ein Netzrippengewölbe ausgeführt, dessen Rippen aus Kalksandstein bestehen und diagonal verlaufen. Das Netzgewölbe ist über drei Joche ident ausgeführt, im abschließenden 5/8-Joch hingegen ist ein

Sterngewölbe vorzufinden. Die Seitenschiffe des Chorbereiches sind am Gewölbescheitel durch Kassetten oder Bogenquadrate gegliedert. Die Rippenführung ist ansonsten in allen sechs vollen Jochen ident. Die Anschlüsse der Netzrippen zum 3/8-Abschlussjoch hin sind am benachbarten Joch integriert worden. Die Lastübertragung erfolgt über die Rippen, die die Lasten der Ausmauerungen zwischen den Rippen trägt und zu den Widerlagern weiterleitet. Als Material für die Rippen wurde Kalksandstein verwendet; die Ausmauerungen zwischen den Rippen erfolgten mittels Ziegel und sind an der Innenseite verputzt.

Die Einwölbungen über Durchfahrt im Westbereich wurden mit Kreuzgratgewölben gelöst. Die Geometrie der Gewölbe orientiert sich exakt an den Abständen der im Langhaus vorzufindenden Pfeilerachsen. Die Stichhöhe beträgt etwa 2,50 m und das Material der Gewölbe besteht aus Tuffsteine und sind vollständig mit Schüttmaterial hinterfüllt.

3. Statische Modellierung

3.1. Grundlagen für die Modellierung

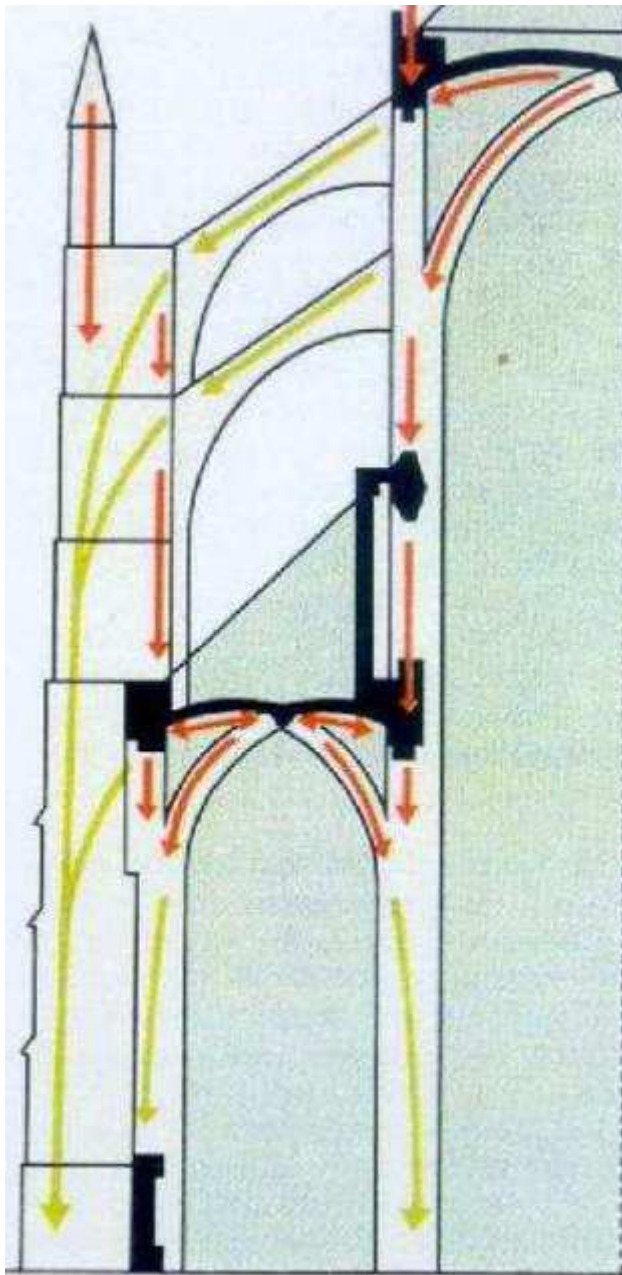


Abb. 18: Statisches Tragmodell einer gotischen Kathedrale

Die Betrachtung des gesamten Bauwerkes ist notwendig, damit nachfolgende Theorien zur Beschreibung des statischen Systems sinnvoll und plausibel aufgestellt und erläutert werden können. Durch die eingehende Sichtung aller Unterlagen, Begehung des Bauwerks und das Studieren relevanter Literatur, können Möglichkeiten zur Lösung des optimalen statischen Systems gefunden werden. Die Betrachtung der Bauteile in der vertikalen Ebene ermöglicht zunächst eine einfache Bestimmung der Funktion im Gesamtbauwerk, sowie der Beanspruchungen zufolge Einwirkungen. Sind die Elemente in der Ebene bestimmt, werden anschließend die räumliche Aussteifung sowie die Stabilität des Bauwerks betrachtet und analysiert.¹⁹ Für die Beurteilung der

¹⁹ Segger, Jürgen: Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und statisch verwandten Kathedralen. – Aachen, Technische Hochschule, Fakultät für Bauwesen, Diss. 1969. Seite 80

Stabilität des Bauwerks ist es notwendig, ein statisches Modell für die bestehende Bausubstanz zu finden. Man kann in einem derartigen Fall eher von einer Modellfindung als von einer Modellbildung sprechen, mit dem Ziel, ein statisches System zu finden, dass der vorzufinden Konstruktion am ehesten nahe kommt. Das statische Modell sollte nach Möglichkeit einfach zu bestimmen sein. Im Zuge der Modellierung wird in den folgenden Seiten versucht, ein System zu gestalten, dass den vorhandenen Strukturen entspricht, um danach eine plausible Nachbemessung durchführen zu können. Die Einwirkungen zufolge Wind und Schnee werden nach den aktuellen Normen bemessen und dienen als Lastabschätzung der Gesamtbeanspruchung. Anhand der Untersuchungen sowie der Dokumentation der Tragstruktur werden die konstruktiven Elemente für die Lastabtragung definiert.

Die Definition der Elemente werden durch drei wesentliche Parameter bestimmt, welche eine aussagekräftige Bestimmung und Auskunft der vorhandenen Tragfähigkeit ermöglichen.

Folgende Parameter sind für die Bestimmung erforderlich:

- Geometrie
- Materialkennwerte
- statische Funktion

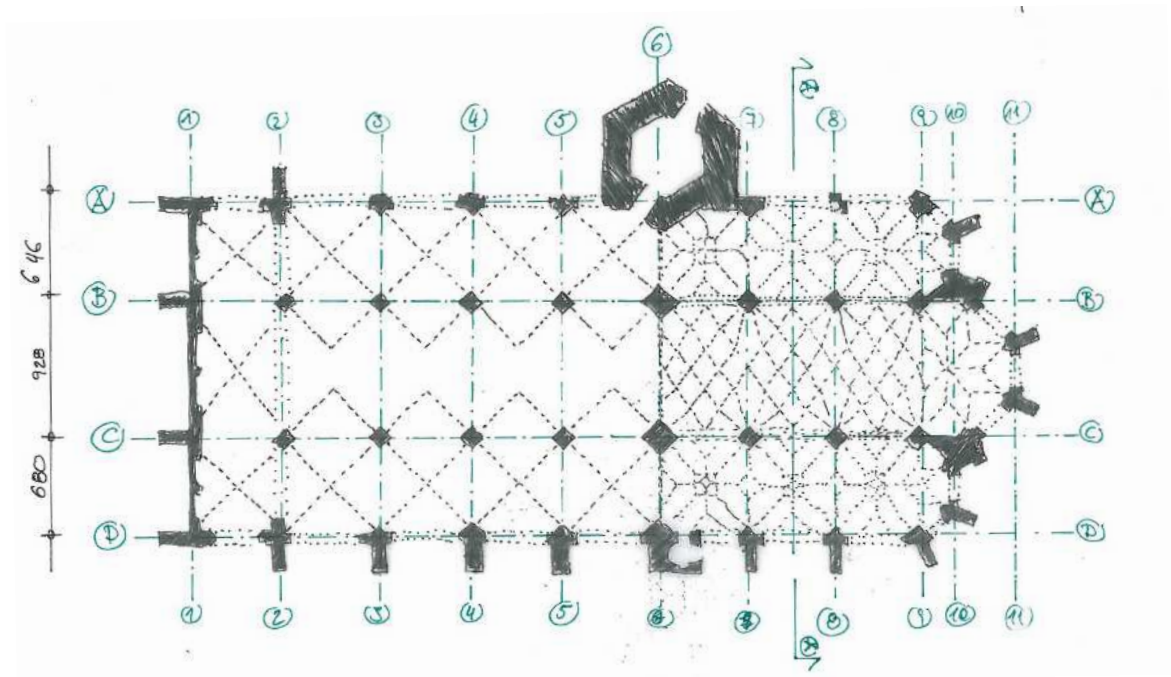


Abb. 19: Steyr, Stadtpfarrkirche, Grundrisskizze; Darstellung der wesentlichen Trag- und Gewölbestruktur, sowie Achseneinteilung

Als Bemessungsmodell wird ein ungerissenes System angenommen, in der keine geometrischen Verformungen der Bauteile vorhanden sind. Für die Modellerstellung wird die Pfeilerachse 5 exemplarisch berechnet und analysiert. Es werden die relevanten Untersuchungen der Querschnitte erläutert, sowie in Kapitel 4 mit den aktuellen Normen bemessen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sollen Auskunft darüber geben, in wie weit die Baumeister des Spätmittelalters die Belastungsgrenzen der verwendeten Baumaterialien näherten und wie hoch die Sicherheiten des Baugefüges nach heutigen Maßstäben sind.

Die Werte und Angaben für die verschiedenen Parameter stammen aus Plänen, Normen, Tabellen, sowie den Ergebnissen aus den objektspezifischen Untersuchungen. Die Unterlagen wurden vom Magistrat Steyr und der Diözese Linz zur Verfügung gestellt.

Des Weiteren wurden die Ergebnisse der statischen Bemessung des Dachstuhls, sowie die statisch-konstruktive Voruntersuchung, durchgeführt vom Büro Bergmann GmbH, für die statischen Berechnungen verwendet.²⁰

3.2. Materialeigenschaften

Die Auseinandersetzung mit den Materialeigenschaften ist von zentralem Interesse zur Beurteilung von Bauwerken. In Bezug auf Mauerwerksbauten ist insbesondere, neben der steinmetzmäßigen Qualität des Mauerwerkverbandes, die Druckfestigkeit und der horizontale Bemessungswiderstand von essenzieller Bedeutung.

Um bei Bestandsbauten eine fundierte Aussage über die Güte des Mauerwerks bewerkstelligen zu können, sind umfangreiche Mauerstein- und Mörtelprüfungen durchzuführen. Durch die Mauerwerksprüfung werden die Druckfestigkeiten den Mauersteinen und Mörtel, unter Einbeziehung spezifischer Parameter bestimmt. Die ONR-Regel sieht eine Gruppierung der Ziegelsteine in Abhängigkeit des Lochanteils vor. Diese sind nach Tabelle 1 der ONR 21996 zu klassifizieren.

	Material	Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3
Lochanteil (% vom Gesamtvolumen)	Ziegel	$\leq 25 \%$	$> 25 \%; \leq 55 \%$	$> 25 \%; \leq 70 \%$
	Betonstein		$> 25 \%; \leq 60 \%$	$> 25 \%; \leq 70 \%$
Einzellochgröße (% vom Gesamtvolumen)	Ziegel	$\leq 12,5 \%$	$\leq 2 \%$ Grifflöcher $\leq 12,5 \%$	$\leq 2 \%$ Grifflöcher $\leq 12,5 \%$
	Betonstein		$\leq 30 \%$	$\leq 30 \%$
Mindeststegdicke Innensteg	Ziegel	–	5 mm	3 mm
	Betonstein		15 mm	15 mm
Mindeststegdicke Außensteg	Ziegel	–	8 mm	6 mm
	Betonstein		20 mm	15 mm

Abb. 20: Tabelle 1 der ONR 21996; Klassifizierung der Mauersteine nach Lochanteilen

Beim gegenständlichen Objekt sind keine umfangreichen Untersuchungsergebnisse vorhanden, es wird trotzdem versucht, durch

²⁰ Bergmann, Norbert, Dr.-Ing.; Tischvorlage zur Besprechung Stadtpfarrkirche Steyr, einschließlich Lastabtragung westliches Gewölbejoch, Maßnahmenplan Querschnitt Seitenkapelle, Maßnahmenplan Querschnitt Chor, Maßnahmenplan Längsschnitt, Maßnahmenplan Dachgeschoß, Maßnahmenplan Obergeschoß; Pfaffenhofen/Ilm, 2011

vorsichtige Annahmen, plausible Werte in Bezug auf die Mauerwerksfestigkeit zu ermitteln.

Die rechnerische Ermittlung für die Mauerwerksfestigkeit nach ONR 21996, kann im Allgemeinen mit

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad (3.1)$$

errechnet.

Hierbei bedeuten:

f_k : Mauerwerksfestigkeit

K : Beiwert gemäß Tabelle 7 aus ONR 21996

f_b : normierte Steindruckfestigkeit

f_m : Mörteldruckfestigkeit

α und β : Exponenten gemäß Tabelle 7 aus ONR 21996

Nach Tabelle 7 der ONR 21996, sind für Natursteine die Exponenten α und β , und für den Beiwert K die Werte vereinfacht mit 0,70 und 0,30, bzw. mit 0,45 anzunehmen.

Mauersteinart		Normalmörtel			Dünnbettmörtel ^a			Leichtmörtel mit einer Rohdichte					
					Dicke 1 mm bis 3 mm			600 kg/m ³ bis 800 kg/m ³			über 800 kg/m ³ bis 1500 kg/m ³		
		K	α	β	K	α	β	K	α	β	K	α	β
Ziegel	Gruppe 1	0,60	0,65	0,25	0,90	0,70	0,00	0,35	0,65	0,25	0,50	0,65	0,25
	Gruppe 2	0,55	0,65	0,25	0,70	0,70	0,00	0,30	0,65	0,25	0,40	0,65	0,25
	Gruppe 3	0,50	0,65	0,25	0,50	0,70	0,00	0,25	0,65	0,25	0,30	0,65	0,25
Kalksandstein	Gruppe 1	0,55	0,70	0,30	0,80	0,85	0,00	–	–	–	–	–	–
	Gruppe 2	0,45	0,70	0,30	0,65	0,85	0,00	–	–	–	–	–	–
Beton	Gruppe 1	0,60	0,65	0,25	0,75	0,85	0,00	0,50	0,65	0,25	0,55	0,65	0,25
	Gruppe 2	0,55	0,65	0,25	0,70	0,85	0,00	0,45	0,65	0,25	0,50	0,65	0,25
	Gruppe 3	0,50	0,65	0,25	0,60	0,85	0,00	– ^b	0,65	0,25	– ^b	0,65	0,25
Porenbeton	Gruppe 1	0,60	0,65	0,25	0,75	0,85	0,00	0,50	0,65	0,25	0,55	0,65	0,25
Betonwerkstein	Gruppe 1	0,45	0,70	0,30	0,75	0,85	0,00	–	–	–	–	–	–
Maßgerechte Natursteine	Gruppe 1	0,45	0,70	0,30	–	–	–	–	–	–	–	–	–
^a Mörteldruckfestigkeit $f_m \geq 10 \text{ N/mm}^2$ ^b Es liegen keine gesicherten Prüfungsdaten vor; die Mauerwerks-Druckfestigkeit ist aus Prüfungen zu ermitteln.													

Abb. 21: Tabelle 7 der ONR 21996; Exponenten und Beiwerte zur Bemessung der charakteristischen Mauerdruckfestigkeit

Für Konglomerate wird eine mittlere Druckfestigkeit von 50 N/mm^2 angesetzt.²¹ Für die Steindruckfestigkeit wird, in Abhängigkeit der Steinbreite, mittels Korrekturfaktor δ die Steinabmessungen modifiziert, wie die Formel Gl. (3.2)

$$f_b = \bar{f}_b * \delta \quad (3.2)$$

zeigt.

Die Korrekturfaktoren sind aus der Tabelle 2 der ONR 21996 zu entnehmen.

Setzt man in der Gleichung Gl. (3.2) die gegebene Steindruckfestigkeit von 50 N/mm^2 ein und multipliziert dies mit dem Korrekturfaktor aus der Tabelle 2 der ONR 21996, so ergibt sich

$$57,7 \text{ N/mm}^2 = 50 * 1,15$$

womit, auf Grund der günstigen Steinabmessungen, eine Erhöhung der charakteristischen Steindruckfestigkeit von 15% erreicht wird.

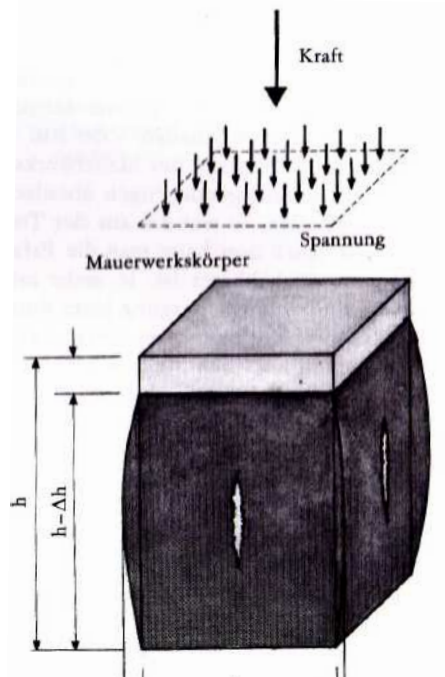


Abb. 22: Verformung und Rissbildung des Mauerwerkskörpers wegen zu großer Spannungen

Steinhöhe	Der kleinere Wert von Steinlänge oder Steinbreite				
mm	50	100	150	200	250 und mehr
40	0,80	0,70	–	–	–
50	0,85	0,75	0,70	–	–
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
250 und mehr	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Anmerkung: Lineare Interpolation ist zulässig.

Abb. 23: Tabelle 2 der ONR 21996; Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Mauersteinabmessungen

²¹ Vgl. Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 20, Tabelle 3.14

Die Mörteldruckfestigkeit ist laut den Untersuchungen von hoher Qualität. Auf Grund des hohen Kalkanteils und der langen Aushärtungszeit ist die Druckfestigkeit äußerst formidabel. Dennoch wird wegen unzureichender Kenntnisse für die Bemessung eine Mörteldruckfestigkeit f_m von 1,10 N/mm² eingesetzt. Der Parameter K hängt in erster Linie von Mauersteingruppe ab, ist aber bei Natursteinen kollektiv mit 0,45 einzusetzen.

Werden die Eingangswerte in der Formel Gl. (3.1) eingesetzt, so erhält man für

$$f_k = 7,896 \text{ N / mm}^2 = 0,45 * 57,5^{0,70} * 1,10^{0,30}$$

Bei den Gewölbeziegeln können lediglich äußerst vorsichtige Annahmen in die Berechnungen einfließen, da hier keine verlässlichen Untersuchungsergebnisse vorliegen. Daher wird für f_b 10 N/mm² und für f_m 1 N/mm² eingesetzt. Die Parameter für Ziegelgruppe 1 lauten: K=0,6, $\alpha=0,65$ und $\beta=0,25$. Außerdem wird bei Gewölbe f_k um 20% abgemindert, womit die Formel Gl. (3.1) modifiziert wird

$$f_k = 0,8 * K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad (3.3)$$

und eine geringere Druckfestigkeit die Folge ist. Setzt man die Eingangswerte in die Formel Gl. (3.3) ein, ergibt sich für

$$f_k = 2,14 \text{ N / mm}^2 = 0,8 * 0,60 * 10,0^{0,65} * 1,0^{0,25} \quad \text{Gl. (3.3).}$$

Die Haftscherfestigkeit f_{vk} ermittelt sich aus der Anfangshaftscherfestigkeit f_{vko} und der Addition des 0,4-fachen Wertes der vorhandenen Bemessungsdruckspannung σ_D , wie nachfolgend veranschaulicht wird:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_D \quad (3.4).$$

3.3. Einwirkungen

Für die Modellbildung sind die Belastungseinwirkungen auf das System entscheidend für Beurteilung der Standsicherheit. Die Untersuchung der Bausubstanz erfolgt durch unterschiedliche Lastfälle bzw. Lastfallkombinationen,

die in der Realität zu erwarten sind. Die relevanten Einwirkungen auf das Gebäude sind prinzipiell die Windbelastungen und die Schneelasten. Die aktuellen Normen verlangen die Nachweisführung der Sicherheit gegen Erdbebenfälle, allerdings können historische Bauten davon ausgenommen sein.²²

Anprallstöße durch Kraftfahrzeuge werden hier ebenfalls nicht berücksichtigt, da die Wahrscheinlichkeit eines Anprallstoßes durch Kraftfahrzeuge, auf Grund der Lage der Kirche, als eher gering einzuschätzen ist. Sofern eine derartige Bemessung, wenn überhaupt, in Frage kommen sollte, dann könnte dies am ehesten in der Ecke West-/Nordfassade als plausibel und gerechtfertigt betrachtet werden. Untermauert wird diese Feststellung vor allem dadurch, dass die vorbeiführende Pfarrgasse, eine beschränkte Benützung für KFZ vorgegeben ist und hauptsächlich als Fußgängerzone anzusehen ist. Des Weiteren erlaubt die gegenwärtige Gestaltung des Platzes vor der Westempore (durch Felsenskulpturen) keinen direkten Anprallstoß, insbesondere solche durch hohe Geschwindigkeiten. Einzig die normal zur Nordfassade verlaufende Berggasse, erlaubt die Möglichkeit eines Anpralles durch KFZ mit einer, zumindest theoretisch, höheren Geschwindigkeit. Allerdings schmiegt sich die Berggasse in die Pfarrgasse und vermeidet so einen direkte Linie zur Stadtpfarrkirche. Außerdem ist die Lage der Kirche etwas über dem umliegenden Gelände überhöht und durch Steinpfeiler geschützt.

3.3.1. Eigenlasten

Die Eigengewichtslasten setzen sich aus der Summation der verbauten Konstruktionselemente zusammen. Die Massen werden auf die lastabtragenden Bauteile, bei gotischen Sakralbauten sind dies vorwiegend die Innen- und Strebepfeiler, übertragen. Daher müssen im Wesentlichen die Fundamente der Pfeiler den Großteil der auftretenden Lasten aufnehmen. Die veränderlichen Einwirkungen werden immer mit dem Lastfall Eigengewicht überlagert.

²² Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 4

Die Lastaufstellung ist essenziell für die Bemessung der tragenden Struktur des Bauwerks. Begrenzt wird die Aufstellung durch die Einflussbreite, die sich aus den Achsabständen der Pfeilerreihen ergibt. Die Bemessungswerte der Eigenlasten kombinieren sich aus den charakteristischen Werten zufolge Baustofflasten, sowie den Teilsicherheitsbeiwerten. Letztere können demnach in eine günstige und ungünstige Einwirkung unterteilt werden. In der Tabelle 1 sind die spezifischen Materialeigenschaften der verwendeten Baustoffe ersichtlich.

Bauteil	Gestein	Δ [kN/m ³]	Mörtel	[kN/m ³]	η [%]	[kN/m ³]
Gründung	Konglomerat	26	Kalkmörtel/ Schüttung	18	70/30	23,6
Wände	Konglomerat	24	Kalkmörtel	18	95/5	23,7
Pfeiler	Konglomerat	24	Kalkmörtel	18	95/5	23,7
Gewölbe	Ziegel	18	Kalkmörtel	18	90/10	18

Tab. 1: Übersicht Mauerwerkseigenschaften

3.3.2. Windlasten

Die Grundlage für Windlastbemessung bildet die ÖNORM EN 1991-1-4.²³ Für die Belastungsmodelle zufolge Windeinwirkungen werden verschiedene Beispiele hinsichtlich Windrichtung sowie das Auftreten von Winddruck- und Windsogkräften angenommen. Wegen der beachtlichen Gesamthöhe des Bauwerkes, so wie den großflächigen Längsfassaden, sind die Windbelastungen ein entscheidender Faktor für die Belastungsuntersuchung. Durch die horizontale Angriffsrichtung der Windbelastungen entstehen Schubkräfte in der Queraussteifung. Nach der ÖNORM EN 1991-1-4 beginnt der Rechengang für die Windwirkungen mit der Bestimmung der maßgebenden Basisgeschwindigkeit v_b . Laut Tabelle²⁴ für die

²³ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011

²⁴ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011

Grundwerte der Windgeschwindigkeit v_{10} beträgt diese für Steyr 125 km/h, bzw. 34,72 m/s.

Mittels dem Wert für die Basisgeschwindigkeit, sowie der Luftdichte, kann der Basisgeschwindigkeitsdruck

$$q_p = \frac{\rho * v_b^2}{2} \quad (3.5)$$

ermittelt werden.

Der Spitzengeschwindigkeitsdruck berechnet sich aus der Multiplikation des Basisgeschwindigkeitsdrucks mit der Bezugshöhe wie die Formel Gl. (3.6)

$$q_p(z) = c_e(z) * q_b \quad (3.6)$$

zeigt.

Im Diagramm für die Profile des Böenstaudrucks, ist, in Abhängigkeit der Gebäudehöhe, sowie des charakteristische Geländeprofil des Umfeldes des zu untersuchenden Objekts, der Wert des Böenstaudrucks angegeben. Die Ermittlung der Bezugshöhe erfolgt durch

$$c_e(z) = 1,75 * \left(\frac{z}{10} \right)^{0,29} \quad (3.7)$$

und hängt dem zufolge von der Gebäudehöhe ab.

Aus der Tabelle A1 der ÖNORM 1991-1-4, ist für Steyr der Grundwert für den Basisgeschwindigkeitsdruck $q_{b,0}$ mit 0,38 kN/m² angegeben.²⁵

Exemplarisch wird hier die Windlastermittlung für die Nordseite des Daches, mit der Gesamthöhe 37,23 m, erläutert.

Setzt man die Firsthöhe in die Gleichung Gl. (3.7)

$$c_e(z) = 1,75 * \left(\frac{37,23}{10} \right)^{0,29}$$

²⁵ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011

ein, so ergibt sich ein $q_{p,0}$ von $0,9736 \text{ kN/m}^2$.

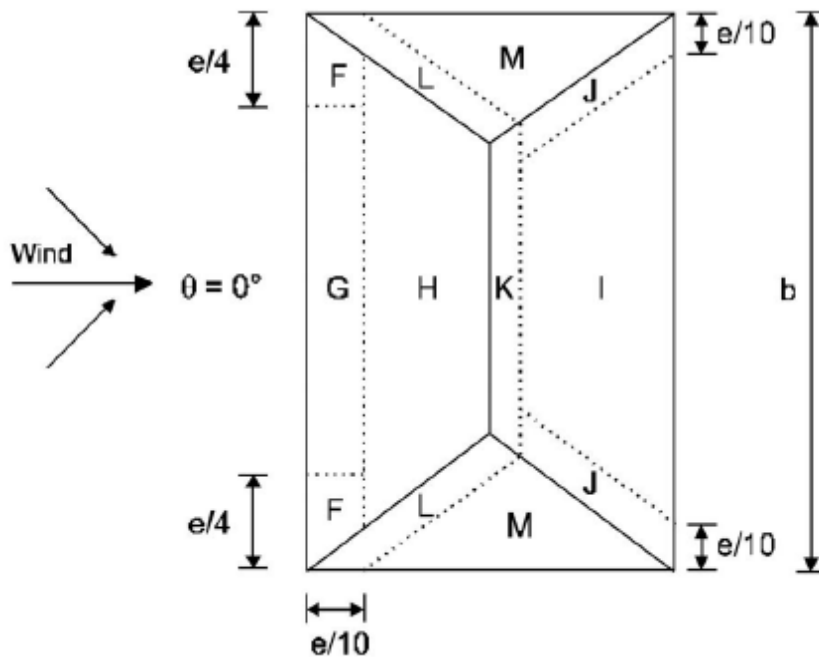


Abb. 24: Einteilung der Windlastbereiche für Walmdächer; aus der ÖNORM EN 1991-1-4

Nun folgt die normierte Einteilung der Winddruckflächen an der Oberfläche des Gebäudes. Für die Bemessung erfolgt die Betrachtung der Windbelastung ausschließlich quer zur Langhausfassade, welche mit 0° Windneigung angegeben ist.

Neigungs- winkel α_0 für $\vartheta=0^\circ$ α_{90} für $\vartheta=90^\circ$	Bereich für die Anströmrichtung $\vartheta = 0^\circ$ und $\vartheta = 90^\circ$																	
	F		G		H		I		J		K		L		M		N	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3		-0,6		-0,6		-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,4	
	+0,0		+0,0		+0,0													
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,5		-1,0	-1,5	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3	
	+0,2		+0,2		+0,2													
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,7	-1,2	-0,5		-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2	
	+0,5		+0,7		+0,4													
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,3		-0,6		-0,3		-1,3	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2	
	+0,7		+0,7		+0,6													
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,3		-0,6		-0,3		-1,2	-2,0	-0,4		-0,2	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,3		-0,6		-0,3		-1,2	-2,0	-0,4		-0,2	
ANMERKUNG 1 Für die Anströmrichtung $\vartheta = 0^\circ$ und einen Neigungswinkel von $\alpha = +5^\circ$ bis $+45^\circ$ ändert sich der Druck auf der Luvseite schnell zwischen positiven und negativen Werten; daher werden sowohl positive als auch negative Werte angegeben. Bei solchen Dächern sind zwei Fälle separat zu berücksichtigen: 1. ausschließlich positive Werte und 2. ausschließlich negative Werte. Das Mischen von positiven und negativen Werten auf einer Dachfläche ist nicht zulässig. ANMERKUNG 2 Für Werte der Dachneigung zwischen den angegebenen Werten darf linear interpoliert werden, sofern nicht das Vorzeichen der Druckbeiwerte wechselt. Der Wert Null ist für Interpolationszwecke angegeben. ANMERKUNG 3 Die luvseitige Dachneigung ist maßgebend für die Druckbeiwerte.																		

Abb. 25: Tabelle 7.6, Aerodynamische Beiwerte für Winddruck und –sog; aus der ÖNORM EN 1991-1-4

Die Einteilung erfolgt in fünf Bereiche, die mit spezifischen Druckbeiwerten angegeben sind. Die Abschnittseinteilung erfolgt nach der Vergleichsrechnung für die Bezugsweite,

$$e = \min(b; 2h) \quad (3.8)$$

wobei der kleinere Wert maßgebend ist. Dieser Wert wird für die Einteilung der Wand- und Dachflächen herangezogen.

Der Winddruck lässt sich durch die Multiplikation

$$w_e = c_{pe} * q(z_e) \quad (3.9)$$

errechnen. Aus der Tabelle 7.5 der ÖNORM EN 1991-1-4 sind die, zur Berechnung der Formel Gl. (3.9), notwendigen Außendruckbeiwerte c_{pe} für Walmdächer, zu entnehmen.

Löst man die Gleichung Gl. (3.9) mit $q(z_e) = 0,9736 \text{ kN/m}^2$ und $c_{pe} = 0,7$ ergibt sich

$$0,69 \text{ kN/m}^2 = 0,7 * 0,9736$$

für die Bereiche F,G und H.

Analog zur vorgestellten Berechnung sind die Ergebnisse für die restlichen Angriffsflächen in Abbildung 26 dargestellt.

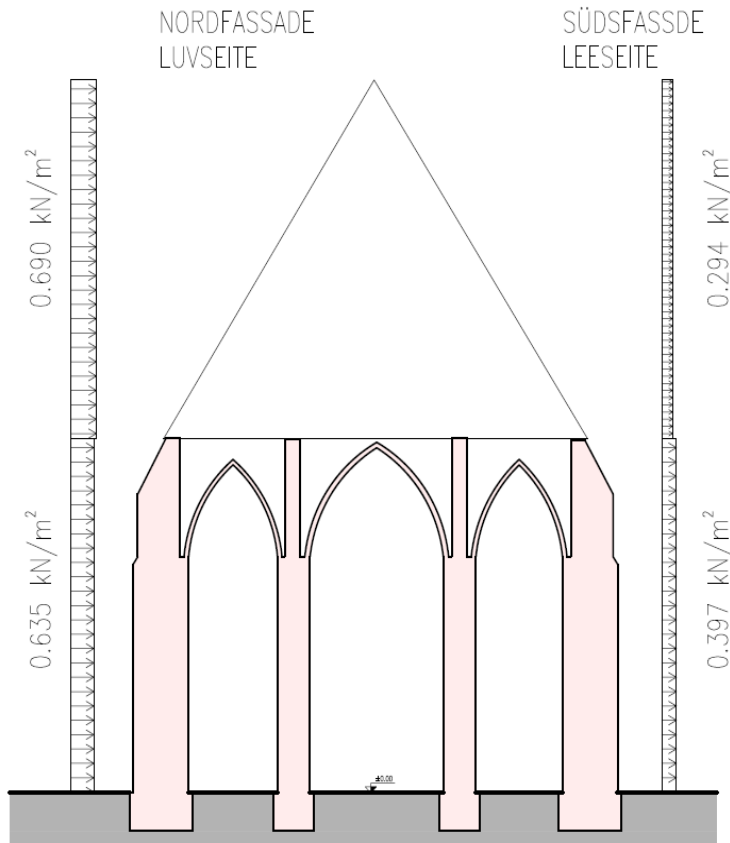


Abb. 26: Windbelastung des Kirchschiffes für die Bemessung

3.3.3. Schneelasten

Die Grundlage für die Bemessung der Schneelasten sind in der ÖNORM EN 1991-1-3, bzw. im Nationalen Anhang ÖNORM B 1991-1-3 zu finden.²⁶ Die Klassifikation der Schneelast wird, laut den normativen Angaben, als veränderliche, ortsfeste Einwirkung angegeben.

Die Schneelasten bilden vertikale Kräfte, die über das Dach auf das Mauerwerk, bzw. Pfeiler, abgeleitet und in die Gründung übertragen werden. Da Schneelasten durch Windverwehungen selten gleichmäßig auf beiden Dachseiten wirken,

²⁶ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011

können die Lastfälle durch einseitige bzw. zweiseitige, jedoch unterschiedliche große Einwirkungen, bemessen werden.

Der charakteristische Wert für Schneelasten wird mit

$$s_k = s_{ko} * \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \quad (3.10)$$

ermittelt.

Der Formelapparat setzt sich aus der Seehöhe(A), und der Zonennummer s_{ko} zusammen. Die Zonennummer ist aus dem Anhang der ÖNORM B 1991-1-3 zu entnehmen. Die Zonen sind aufgeteilt durch das Wahrscheinlichkeitsauftreten des Schneeaufkommens in den jeweiligen Regionen.

Die Höhe von Steyr beträgt offiziell 310 m, und die Zonenkennzahl 2. Daraus ergibt sich eine charakteristische Schneelast von

$$1,53 \text{ kN} / \text{m}^2 = 2 * \left[1 + \left(\frac{310}{728} \right)^2 \right]$$

bei Einsetzen der Gleichung Gl. (3.10).

Zum Vergleich wird nun die Zonenkennzahl 3 angewendet um die Situation bei starker Schneelage zu simulieren. Hierfür sind 2,29 kN/m² zu erwarten.

Der Formbeiwert für Schneelasten wird generell für alle Dachformen, mit Ausnahme von Flachdächern, ermittelt. Der Wert μ_1 ist von der Dachneigung abhängig und wird durch

$$\mu_i = 0,8 * \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ} \quad (3.11)$$

ausgedrückt.

Weiters wird für Dachneigungen zwischen 30° und 60° der zweite Formbeiwert μ_2 generell mit 1,6 angenommen. Bei einer mittleren Dachneigung: von 57,60° beim Hauptdach ergibt sich für μ_1 0,064.

Die ständige und vorübergehende Bemessungssituation der Schneelast wird durch vier Parameter bestimmt:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (3.12)$$

Dabei bedeuten

μ_i : Formbeiwert für Schneelasten

s_k : charakteristischer Wert der Schneelasten auf dem Boden

C_e und C_t sind der Umgebungskoeffizient und der Temperaturkoeffizient und sind in Österreich jeweils mit dem Wert 1 anzunehmen.

Die Bemessungswerte für die Hauptdächer, in Querrichtung betrachtend, betragen, nach Auflösung der Formel Gl. (3.12) für die Zone 2 0,10 kN/m², und für die Zone 3 0,15 kN/m².

Die gering erscheinende Schneelast resultiert sich aus der steilen Neigung der Dachflächen und das damit verbundene Abgleiten des Schnees. Würde die Dachneigung 60° oder mehr betragen, so sind die Formbeiwerte μ_i mit 0,0 anzusetzen und die Schneelasten sind zur Gänze zu vernachlässigen.

Die Bemessung der atmosphärischen Vereisungen ist nicht durchzuführen, da die diesbezügliche Nachweisführung erst ab einer Seehöhe 1500 m erforderlich ist.

Als Folge der sehr geringen Bemessungswerte der Schneelasten, werden diese in den Bemessungen nicht berücksichtigt.

3.4. Bestimmung des statischen Gesamtsystems

Für die Berechnung ist zuerst die statische Bestimmung erforderlich. Es werden hierbei die Längs- und Querrichtung betrachtet und grafisch dargestellt. Die statische Bestimmung erfolgt rechnerisch und zielt darauf ab, ein unverschiebliches System zu entwickeln.

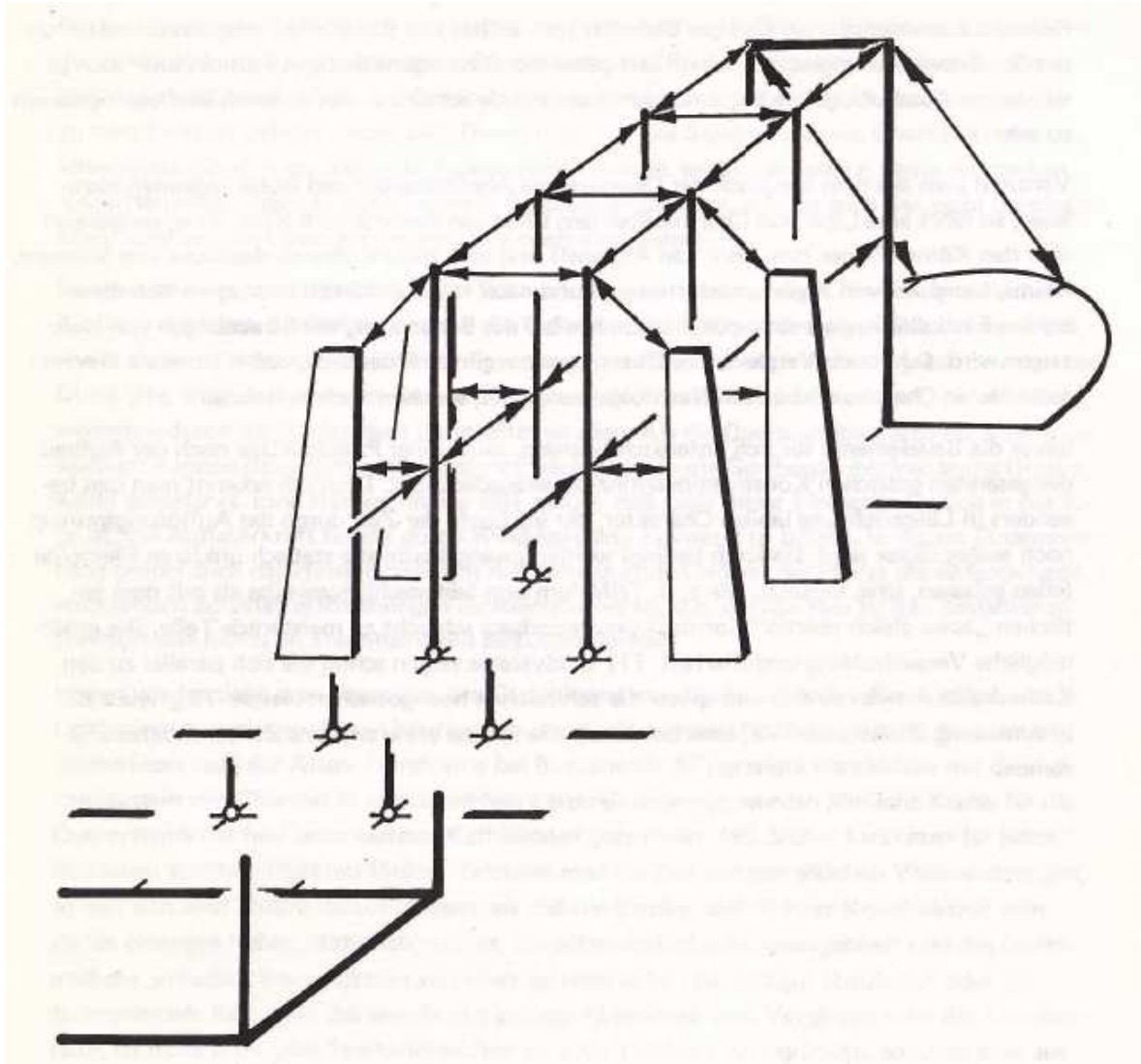


Abb. 27: Gotisches Konstruktionsprinzip nach Segger

3.4.1. Statisches System Langhaus

Die Betrachtung des Regelquerschnitts veranschaulicht ein ausbalanciertes Stabwerksmodell (siehe Abb. 27). Auch wenn in diesem Fall keine Strebebögen, wie bei großen Sakralbauten aus dem Hochmittelalter üblich, vorzufinden sind, so kann doch von einem Strebewerk im Sinne der Statik gesprochen werden.²⁷ Prinzipiell erlaubt die Anordnung der Bauteile eine theoretisch durchgehende Druckbeanspruchung in allen Konstruktionsquerschnitten. Ausgehend von der

²⁷ Segger, Jürgen: Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und statisch verwandten Kathedralen. – Aachen, Technische Hochschule, Fakultät für Bauwesen, Diss. 1969. Seite 64

Fassade stehen die Strebepfeiler zwei Meter hervor und bilden mit deren Eigenmasse ein Widerlager gegen die horizontale Beanspruchung der Gewölbelasten. Die angenommene Einspannung des Auflagers der Strebepfeiler bedeutet für die Rechnung ein dreiwertiges Auflager. Die Gewölbe wiederum stützen sich neben dem Strebepfeiler auf die Innenpfeiler ab. Daher bilden die Pfeiler die Widerlager, wobei diese statisch gesehen nicht am oberen Ende des Druckgliedes platziert sind, sondern mit dem Gewölbe ein Gelenk bilden. Die relevanten Mauervolumina, die zur statischen Stabilisierung des Gesamtsystems beitragen, bilden, in Verbund mit den Strebepfeilern, einen T-ähnlichen Querschnitt. Die Strebepfeilerquerschnitte verlaufen in ihrer Breite bis zur Laibung der Maßwerkfenster. Die Fundamentformen entsprechen den Grundrissen der zu

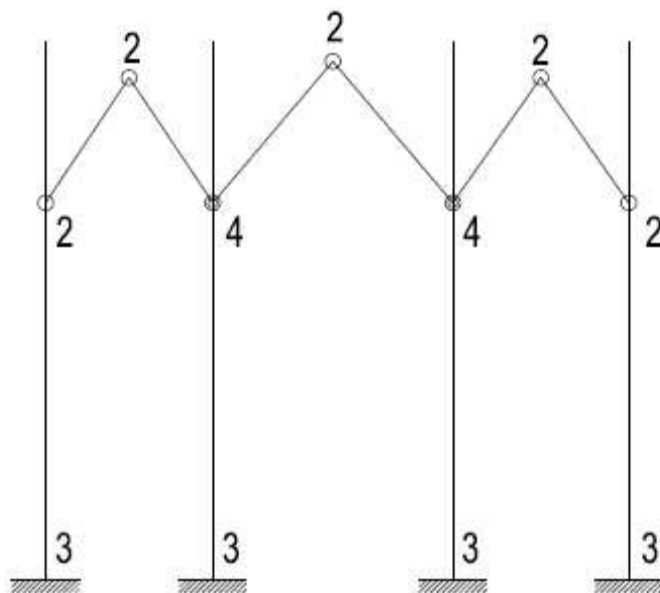


Abb. 28: Statisches System Langhaus in Querrichtung

stützenden Bauelemente, allerdings übersteigen sie in der Bauteilbreite um etwa 20 cm auf jeder Seite die darüber befindlichen Baukörper. Die Tiefe beträgt generell 1,82 m, wobei Abweichungen anzunehmen sind und diese nur durch umfangreiche Untersuchungen auszumachen sind. Das obere Ende der Pfeiler wird durch die Oberkante der Scheidmauern markiert, wo die Lasten des

Dachwerks übertragen werden. Die Innenpfeiler werden nicht als Pendelstütze angenommen. Eine feste Einspannung wurde deshalb gewählt, da das hohe Gewicht eine Drehung in den Knotenpunkten verhindert. Durch die beidseitige Anordnung der Strebepfeiler an den Außenwänden wird die horizontale Sicherung, in beiden Achsrichtungen, gewährleistet. Das statische System der Strebepfeiler wird als eingespannter Kragpfeiler betrachtet. Die Gleichgewichtsbedingung für ein statisch bestimmtes System lässt sich wie folgt feststellen:

$$3 \cdot s = a + g \quad (3.13)$$

Bezieht man die Gleichgewichtsformel Gl. (3.13) auf das gewählte Modell in Querrichtung, so bestätigt sich die statische Bestimmtheit bei folgender Angabe:

Anzahl der Scheiben s : 10

Anzahl der Auflagergrößen a : $4 \cdot 3 = 12$ (4*3-wertige Auflager)

Anzahl der Gelenkkräfte g : $5 \cdot 2$ -wertige Gelenke + $2 \cdot 4$ -Gelenke = 18

Die Gleichung ist mit

$$3 \cdot 10 = 12 + 18$$

$$30 = 30$$

erfüllt.

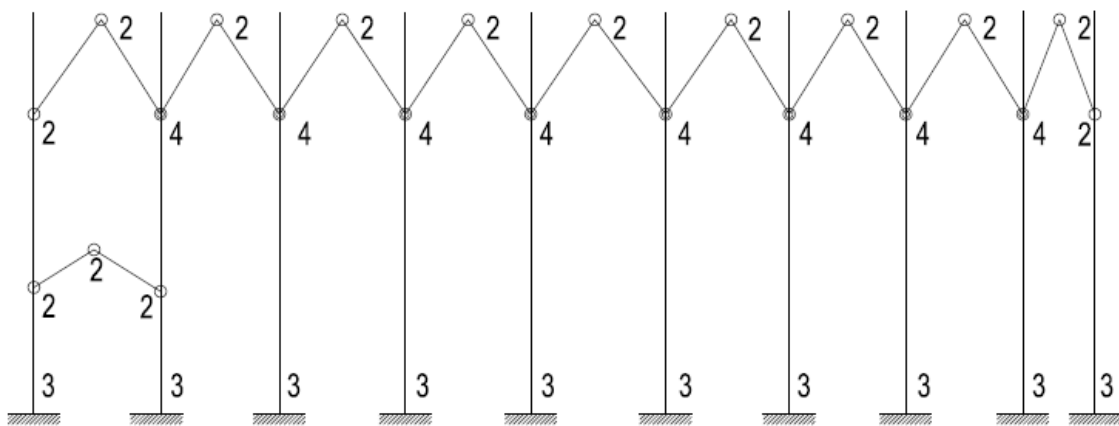


Abb. 29: Statisches System in Längsrichtung

Entlang der Längsachse sind die Pfeiler theoretisch ebenfalls als eingespannte Stützen definiert. Bedingt durch die Aufmauerung, bzw. Scheidmauer, ist eine sehr gute Aussteifung gewährleistet und die große Masse verhindert, wie schon erwähnt, ein Verschieben der Pfeiler. Somit ist die horizontale Sicherung, deutlich höher als in Querrichtung, da die Höhe der Sargmauer über den Arkadenbögen mehr als 1,30 m beträgt. Dieser Faktor bedeutet jedoch nicht einen, aus statischer Sicht, Wegfall der äußeren Strebpfeiler, da die horizontale Sicherung der äußeren Gewölbejoche einer Aussteifung bedürfen. Analog zur Gleichgewichtsbedingung Gl. (3.13) in Querrichtung, bestätigt sich in Längsrichtung ebenfalls die statische Bestimmtheit des Systems bei:

Anzahl der Scheiben s : 28

Anzahl der Auflagergrößen a : $10 \cdot 3 = 12$ ($10 \cdot 3$ -wertige Auflager)

Anzahl der Gelenkkräfte g : $11 \cdot 2$ -wertige Gelenke + $8 \cdot 4$ -Gelenke = 54

Das Einsetzen in Gleichung Gl.(3.13)

$$3 \cdot (10 + 18) = 30 + ((11 \cdot 2) + (8 \cdot 4))$$

$$84 = 30 + 54$$

beweist die statische Bestimmtheit.

3.4.2. Statisches System Turm

Die statische Bestimmung des Turmbauwerkes erfordert eine genaue Analyse des Aufbaus um eine sinnvolle Gelenkeinsetzung zu wählen. Außerdem ist in diesem Fall der baugeschichtliche Ablauf von großem Interesse, da der Turmhelm ein Werk aus dem späten 19. Jahrhundert ist, und am bestehenden Turmschaft errichtet wurde. Somit kann eine materiell bedingte Fuge, in der eine Gelenksetzung denkbar ist, angenommen werden. Die Auflager sind auf Grund der hohen Eigenlast des Turmes als dreiwertiges Auflager konzipiert. Im Inneren des Turmschaftes befinden sich vier Gewölbedecken, die sich allesamt als Dreigelenkbogen ins System einbinden. Die Holzbalkendecken werden allerdings nicht berücksichtigt, da in der Berechnung der statischen Bestimmtheit nur Massivbauteile herangezogen werden. Der Turmhelm wird als eigenständiges Konstrukt betrachtet, dessen Auflager am Gelenk des obersten

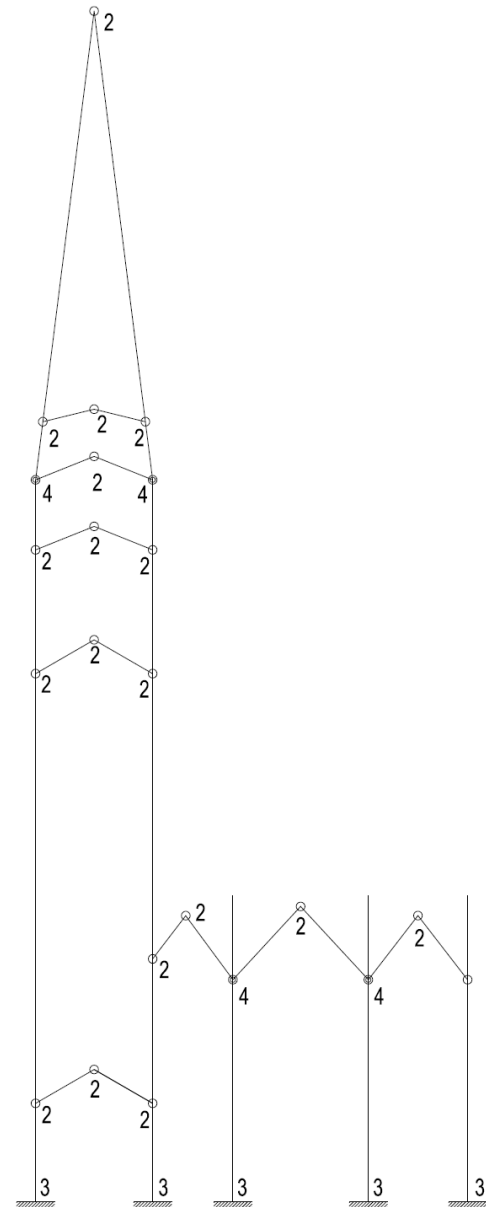


Abb. 30: Statisches System Turm und Langhaus

Gewölbes integriert ist. Die Helmspitze ist ebenfalls gelenkig angebunden, womit

das Gesamtsystem des Turmhelms ein Dreigelenkrahmen betrachtet werden kann. Zwischen den Scheiben des massiven Turms befindet sich noch ein Steingewölbe, das die Glöcknerstube überwölbt. Für den Turm ist nun ein statisch bestimmtes Modell für das System entwickelt, wie Abbildung 31 veranschaulicht.

Mit Hilfe der Formel für die Gleichgewichtsbedingung ist die statische Bestimmtheit des Turms rechnerisch bewiesen, wie folgende Auflösung zeigt:

Anzahl der Scheiben s : 14

Anzahl der Auflagergrößen a : $2 \cdot 3 = 6$

Anzahl der Gelenkkräfte g : $(14 \cdot 2\text{-wertige Gelenke}) + (2 \cdot 4\text{-Gelenke}) = 36$

Werden die Angaben in die Gleichgewichtsbedingung Gl. (3.13)

$$3 \cdot 14 = 6 + 36$$

$$42 = 42$$

eingesetzt, ist die Gleichung für die statische Bestimmtheit des Turms erfüllt.

Für den Sonderquerschnitt Turm und Langhaus, kann ebenfalls ein statisch bestimmtes Gesamtsystem festgestellt werden, wie die Abb. verdeutlicht, und die Rechnung Gl. (3.13) beweist:

Anzahl der Scheiben s : $14 + 9 = 23$

Anzahl der Auflagergrößen a : $5 \cdot 3 = 15$

Anzahl der Gelenkkräfte g : $(14 \cdot 2\text{-wertige Gelenke}) + (2 \cdot 4\text{-wertige Gelenke}) + (2 \cdot 4\text{-wertige Gelenke}) + (5 \cdot 2\text{-wertige Gelenke})$

Bei Einsetzen in Gleichung Gl. (3.13)

$$3 \cdot (14 + 9) = 6 + 9 + 36 + 18$$

$$69 = 69$$

ist der Beweis erbracht.

3.5. Statische Bestimmung der Tragelemente

Die Betrachtung der vertikalen Ebene ermöglicht die Bestimmung der lastabtragenden Bauteile, da die Lasteinwirkungen, wie die Dachkonstruktion sowie Schnee- und Windbelastung, in ihrer Form und Größe definiert werden

können. Der Kraftverlauf wird schrittweise vom First des Dachstuhls bis in die Gründung festgehalten und dokumentiert. Die betreffenden Bauteile, die für die Lastableitung relevant sind, werden anschließend als statisches Element definiert und anschließend grafisch dargestellt und schematisch erläutert.

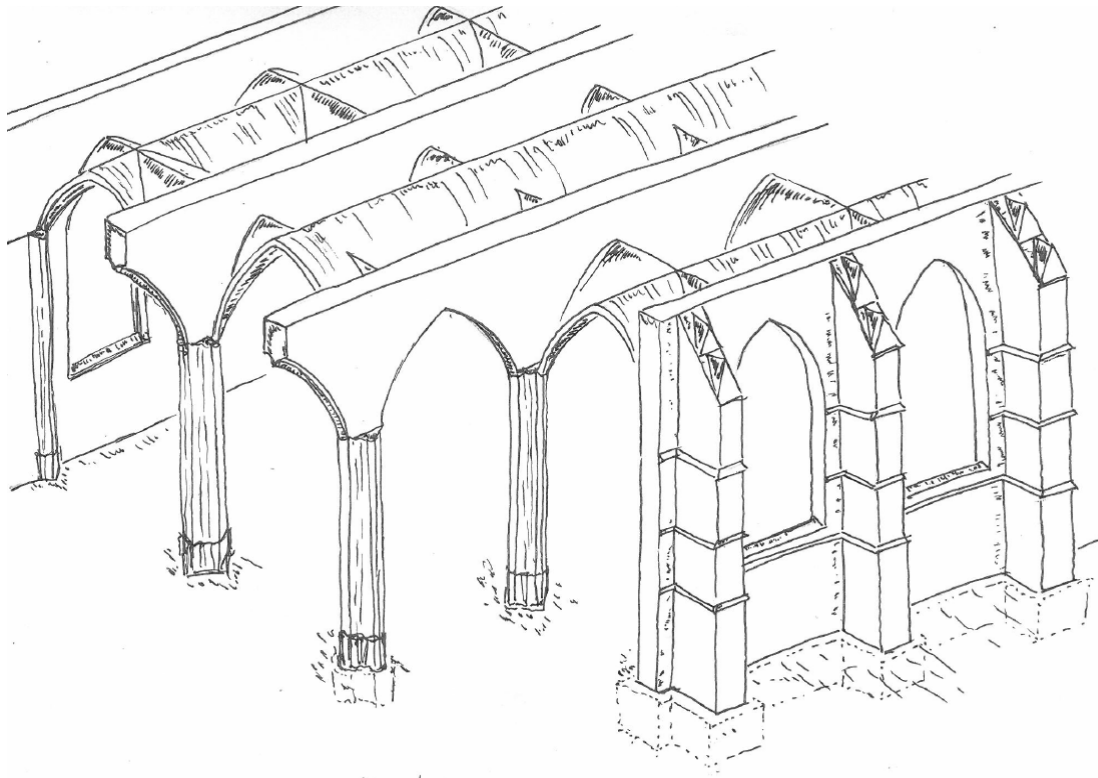


Abb. 31: Steyr, Stadtpfarrkirche, Schematische Axonometrie des Kirchenschiffes der massiven Bauteile und ohne Dachstuhl

3.5.1. Gründung

Eine Untersuchung der Gründung ist von enormer Bedeutung, da die Qualität der Fundamente und des Baugrundes ausschlaggebend für die Gesamtstabilität und Standsicherheit des Bauwerks ist. Die Pfeiler werden als eingespannte Stützelemente betrachtet, was zur Folge hat, dass das Auflager der Pfeiler, auf Grund der starren Verbindung, biegesteif sein muss. Die Strebepfeiler und das aufgehende Mauerwerk schließen ebenfalls vollflächig ab und werden als eingespannte Systeme betrachtet, da lange Auflagerflächen mit hohen Lasten bei den vorhandenen Strukturen vorzufinden sind, kann es deshalb nicht zu einer

Verschiebung kommen.²⁸ Ein gelenkiges bzw. bewegliches Auflager kann daher ausgeschlossen werden. Im Gesamtsystem hebt sich die Gründung durch dessen Qualität hervor, die infolge eines gut ausgebildeten Fundamentmauerwerks eine biegesteife Gestaltung des Systems zulässt.

Für die Nachweisführung der zulässigen Mauerwerkspressung und Lastexzentritäten werden die allgemein gültigen Formeln verwendet wie für Strebpfeiler.

Der Gesamtschwerpunktabstand von der Achse wird mit

$$z_o = \frac{\sum A_i * z_i}{A} \quad (3.14)$$

ermittelt. Der Gesamtschwerpunktabstand von der Außenkante ist

$$z_1 = z_o \quad (3.15)$$

und damit gleich groß wie der Gesamtschwerpunktabstand von der Achse. Der Gesamtschwerpunktabstand von der Innenkante lässt sich durch die Subtraktion

$$z_2 = l_{SP} - z_o \quad (3.16)$$

ermitteln.

Für die Kernweite 1 in z-Richtung muss durch die Multiplikation von

$$K_{w1} = \frac{I_y}{z_2} * \frac{1}{A} \quad (3.17)$$

errechnet werden.

Für die Kernweite 2 in z-Richtung kann wie bei Gleichung Gl. (3.17)

$$K_{w2} = \frac{I_y}{z_1} * \frac{1}{A} \quad (3.18)$$

vorgegangen werden, wobei z_1 für die Bemessung herangezogen wird.

Die Kernweite in y-Richtung

$$K_{wy} = \frac{I_z}{y} * \frac{1}{A} \quad (3.19)$$

²⁸ Lohmeyer, Gottfried/Baar Stefan: Baustatik 1. Grundlagen und Einwirkungen. 11. Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag 2010. S 156

wird, im Vergleich zu den Kernweiten in z-Richtung, durch das Trägheitsmoment in z-Richtung und den Randabstand y bestimmt.

Für das innere Widerstandsmoment setzt sich

$$W_{yo} = \frac{I_y}{z_2} \quad (3.20)$$

zusammen.

Das äußere Widerstandsmoment wird

$$W_{yu} = \frac{I_y}{z_1} \quad (3.21)$$

mit dem ersten Gesamtschwerpunktabstand berechnet. Um die Lager der Lastresultierenden eruieren zu können, muss

$$e = \frac{M}{N} \quad (3.22)$$

das Moment durch die Vertikallast dividiert werden. Ist der Abstand e innerhalb der ersten Kernweite, so kann der gesamte Pfeilerquerschnitt für Lastabtragung herangezogen werden. Greift die Lastresultierende jedoch außerhalb der ersten Kernweite an, wird, in Abhängigkeit der Lage, der zweite oder der dritte Kernquerschnitt für die Spannungsbemessung gewählt.

Um die Spannungen am äußersten Querschnitt ermitteln zu können, wird für die äußere Randspannung 1

$$\sigma_{\text{außen}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{y,u}} \quad (3.23)$$

die Normalkraftspannung mit der Biegemomentenspannung addiert. Für die zweite Randspannung wird

$$\sigma_{\text{innen}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{y,o}} \quad (3.24)$$

die Biegemomentenspannung von der Normalkraftspannung subtrahiert.

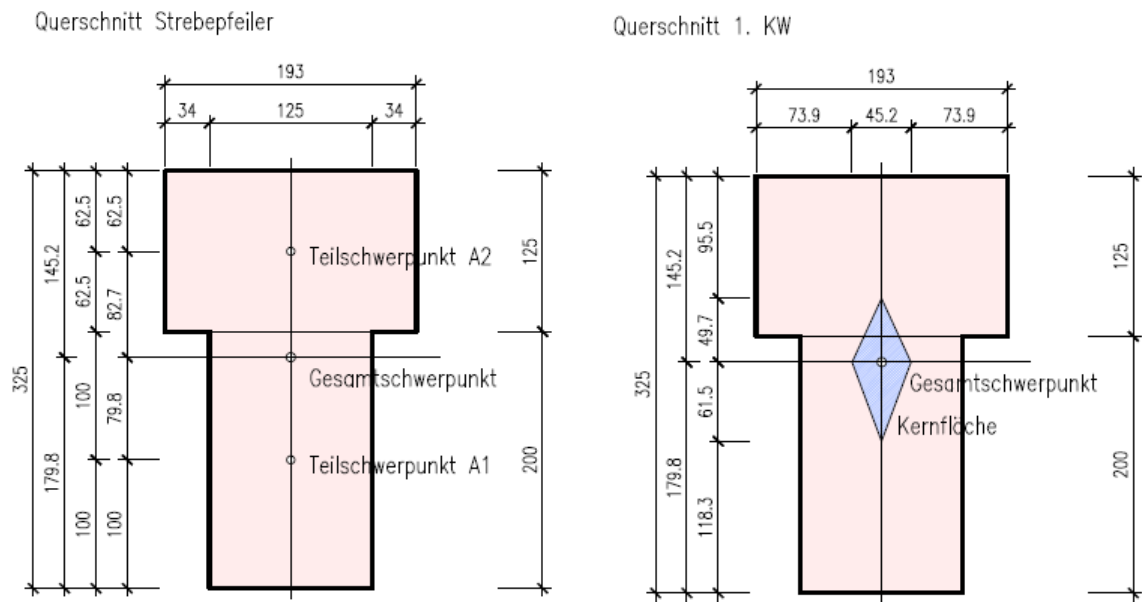


Abb. 32: Querschnitt Strebe Pfeiler Fuge 4; links Abmessungen und rechts die Werte für die erste Kernweite

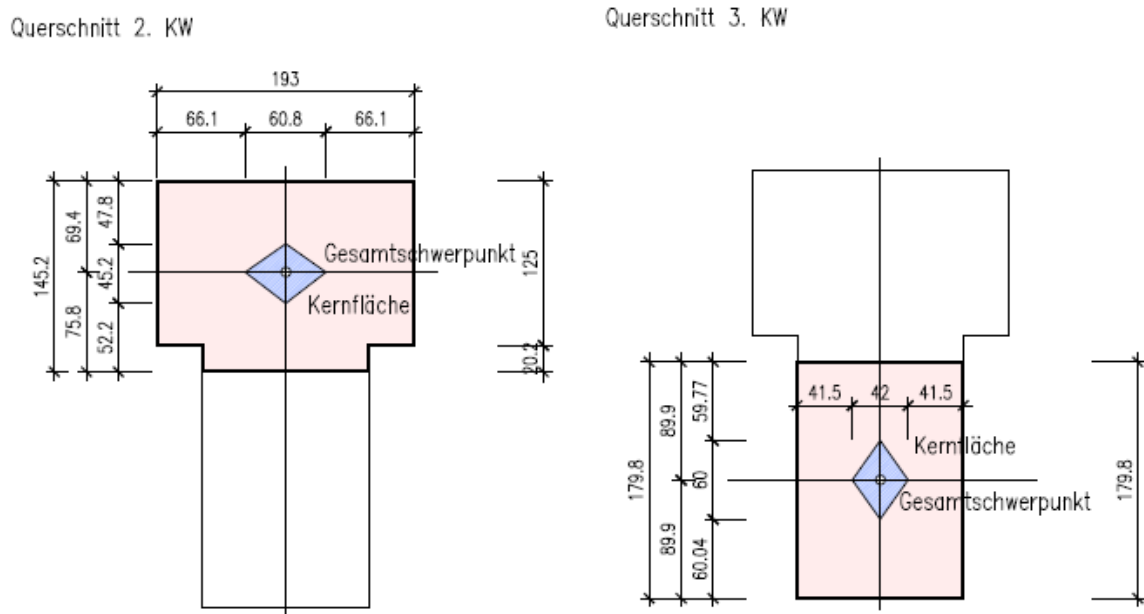


Abb. 33: Querschnitt Strebe Pfeiler Fuge 4; links Abmessungswerte für die zweite und rechts für die erste Kernweite

3.5.2. Mauerwerk

Das aufgehende Mauerwerk erfährt ausschließlich Lasten aus dem Dachwerk, da die Gewölbelastrübertragung von den Pfeilern übernommen wird. Daher ist die

statische-konstruktive Betrachtung in Erwägung zu ziehen, dass das Mauerwerk zwischen den Strebepfeilern als Füllung dient.

Da die Wandscheiben zwischen den Pfeilern als (Wand-)Füllung zu betrachten sind, ist das Gesamtsystem als Skelettstruktur modelliert. Die Wände zwischen den Strebepfeilern erfüllen keine lastabtragenden Funktionen und werden daher im statischen Gesamtsystem nicht berücksichtigt. Sehr wohl trägt das untere durchgehende Fassadegewände zur Aussteifung in Längsrichtung bei, wird aber in der Berechnung vernachlässigt.

3.5.3. Pfeiler

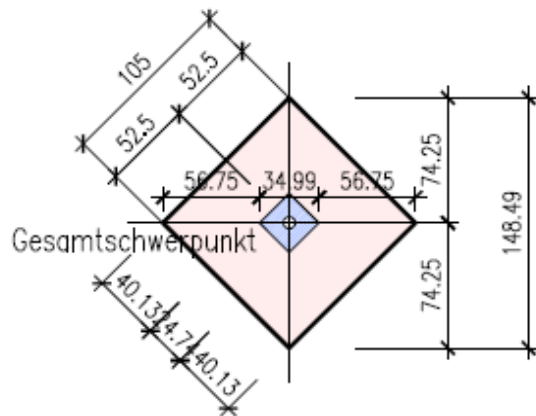
Die Pfeiler übernehmen die über die Scheidmauern eingeleiteten Dachlasten und Gewölbelasten. Die Innenschiffpfeiler werden nicht als Pendelstütze, bzw. reine Druckelemente, klassifiziert, sondern als eingespannte Kragpfeiler angenommen. Neben den vertikalen Lasten sind auch horizontal angreifende Kräfte von den Pfeilern aufzunehmen. Vernachlässigt man die Profilierung der Bündel und Dienste der Pfeiler, so können die Querschnitte vereinfacht als Quadrat betrachtet werden.

Pfeiler	S [m]	A [m ²]	h [m]	z [m]	I [m ⁴]	W [m ³]	K _{w1} [cm]	K _{w2} [cm]
B5	1,05	1,103	12,33	0,743	0,101	0,136	12,37	12,37
C5	1,05	1,103	12,33	0,743	0,101	0,136	12,37	12,37

Tab. 2: Pfeiler B5 und C5, Mauerpfeilerabmessungen

Für die Bemessung werden die horizontalen Gewölbelasten in die Hauptachsrichtungen projiziert, da deren Angriffsrichtungen schräg zur Hauptachse verlaufen. Die Höhe der Pfeiler bzw. der Scheiben, reicht bis zur Oberkante der Scheidmauerwerks. Die Gewölbescheiben greifen beidseits in gleicher Höhe gelenkig an. Die Ergebnisse der Pfeilerquerschnittsauswertung werden, der Übersicht halber, tabellarisch und grafisch dargestellt.

Pfeilerquerschnitt Fuge 3



Pfeilerquerschnitt Fuge 4

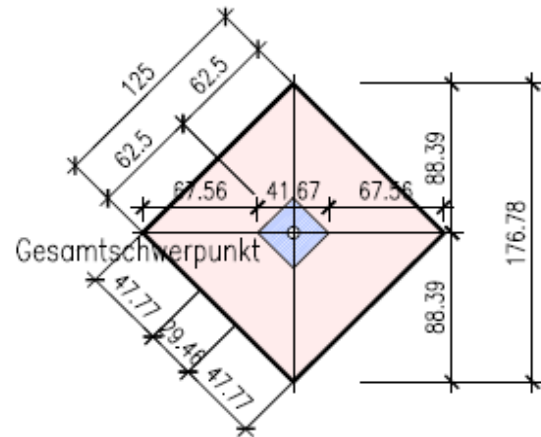


Abb. 34: Querschnittsabmessungen für die Pfeiler B und C

Das Flächenträgheitsmoment ermittelt sich durch

$$I_y = I_z = \frac{a^4}{12} \quad (3.25)$$

und ergibt daher

$$0,101m^4 = \frac{1,216m^4}{12}$$

Der Schwerpunktabstand ist auf Grund des quadratischen Grundrisses von allen Seiten gleich. Daher gilt:

$$z_y = z_z = \frac{a}{2} * \sqrt{2} \quad (3.26)$$

Bei Auflösen der Gl. (3.26) erhält man einen Schwerpunktabstand von

$$0,742m = 0,252m * 1,414$$

Für die Ermittlung des Widerstandsmomentes muss mit

$$W_y = W_z = \frac{\sqrt{2}}{12} * s^3 \quad (3.26)$$

vorgegangen werden und ergibt bei Einsetzen der Kantenlänge:

$$0,136m^3 = 0,118 * 1,158m^3$$

Die Kernweite 1 wird mit der Formel Gl. (3.17) ermittelt

$$K_{w1} = \frac{I_y}{z_y} * \frac{1}{A} \quad (3.17)$$

und ergibt eine Kernzone von

$$12,37\text{ cm} = 0,123\text{ m} = \frac{0,101}{0,742} * \frac{1}{1,103}$$

Die zweite Kernweite kann mit derselben Gleichung (3.17)

$$K_{w2} = \frac{I_z}{z_z} * \frac{1}{A}$$

gelöst werden, da der Querschnitt symmetrisch ist. Das Ergebnis lautet daher:

$$12,37\text{ cm} = 0,124\text{ m} = \frac{0,101}{0,742} * \frac{1}{1,103}$$

Die Ausmittigkeit wird mit der Formel Gl. (3.22)

$$e = \frac{M}{N} \quad (3.22)$$

festgestellt.

Die Spannungen werden mit der Formel

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_y} \quad (3.27)$$

für die erste Randspannung ermittelt, und für die zweite Randspannung wird mit

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_y} \quad (3.28)$$

vorgegangen.

Die inneren Mauerpfeiler sind per Definition als druckbeanspruchte, schlanke Stützelemente auf Knickbeanspruchung zu bemessen. Ausschlaggebend für Standsicherheit von Druckgliedern ist die geometrische Schlankheit der Baukörper. Die Parameter für den Grad der Schlankheit setzen sich aus der Knicklänge sowie der Querschnittsform und –größe zusammen. Die Knickgefahr

der Pfeiler wird bei der Bemessung nach der ONR 21996²⁹ berücksichtigt. Der Abminderungsfaktor ϕ_s hängt von der Pfeilerhöhe und dem effektiven Pfeilerquerschnitt ab, und wird mit

$$\phi_s = 0,85 - 0,0011 * \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 \quad (3.29)$$

errechnet. Bei Einsetzen der Parameter in die Formel Gl. (3.29) ergibt dies

$$0,69832 = 0,85 - 0,152$$

Die Knicklänge wird prinzipiell durch die vorherrschenden Randbedingungen bzw. durch die Anzahl der Halterungen bestimmt. Dadurch wird die effektive Höhe

$$h_{ef} = \rho_h * h \quad (3.30)$$

im günstigen Fall verringert.

Mit h ist nach ONR 22996 die lichte Geschosshöhe gemeint. Da die lichte Geschosshöhe vom Scheitelpunkt des Gewölbes begrenzt wird, und die tatsächliche Höhe des Pfeilers überragt, wird hier die Pfeilerhöhe eingesetzt werden. Die Norm gibt bei eingespannten Systemen eine Abminderung der Höhe von 25% vor. Allerdings gilt dies nur bei Stahlbetondecken. Somit wird für den Knickbeiwert ρ der Faktor 1,00 eingesetzt.

$$\rho = 1,0$$

Die Mauerwerksfestigkeit f_k wird in Abhängigkeit der Mörtel- und Steindruckfestigkeit mit der Formel Gl. (3.1)

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad (3.1)$$

festgestellt.

Der vertikale Tragwiderstand N_{Rd} kann durch

$$N_{Rd} = \frac{\phi * f_k * A}{\gamma_M} \quad (3.31)$$

gelöst werden.

²⁹ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011

Die Nachweisführung der Schubbeanspruchung wird bei den Innenpfeilern nicht durchgeführt, da die horizontalen Belastungen sich aus vier Seiten in gleicher Höhe angreifen und dementsprechend ausgleichen.

3.5.4. Strebepfeiler

Entlang der äußeren Fassaden, bilden die quer zur Wandfläche stehenden Strebepfeiler, das äußere Stützelement gegen die horizontalen Lastangriffe der Gewölbe, und der vertikalen Lasten aus Dach, Sargmauer und Gewölbe. Das statische System der Strebepfeiler sieht eine Einspannung der Auflager vor. Der Pfeilerstab verläuft bis zur Oberkante der Sargmauer und ist somit im statischen Sinn mit dem System der Innenpfeiler ident. Die Gewölbescheiben binden sich über Gelenk an die Kragpfeiler an. Die Sicherheit der äußeren Widerlager des Gesamtsystems hängt in erster Linie von der Masse der Strebepfeiler ab, sowie von möglichst günstigen Querschnittswerten die in Tabelle 3 ersichtlich sind. Für die Nachbemessung der Mauerwerkspressung sind die Querschnittsfläche (A), das Flächenträgheitsmoment (I), das äußere und innere Widerstandsmoment (W_u , W_o) sowie die Abstände zu den Bezugsrändern (s_u , s_o) essenziell. Die Ermittlung des Flächenträgheitsmoments erfolgt, auf Grund des zusammengesetzten Pfeilerprofils, mit der Formel des „Steinerschen Satzes“. Für die Kippsicherheit ist die vertikale Masse des Stützelementes nahe der Resultierende entscheidend. Für die Querschnittsbemessungen werden nun die wesentlichen Formeln zur Ermittlung der erwähnten Werte vorgeführt. Zur Berechnung der Kernweiten sind die Abstände der Flächenteile vom Gesamtschwerpunkt zu berechnen. Durch das Anwenden des Momentensatzes erhält man den Abstand des Gesamtschwerpunktes von einer beliebig gesetzten Achse.

	$b[m]$	$I[m^4]$	$A_i[m^2]$	$s_i[m]$	$z_{si}[m]$	$A_i \cdot z_{si}^2[m^4]$
A_1	0,84	1,8	1,512	0,900	0,750	0,857
A_2	0,85	1,93	1,641	0,425	0,572	0,537
A_3	0,84	0,4	0,168	0,133	1,197	0,24

Tab. 3: Strebepfeiler, Querschnittswerte, Flächen- und Schwerpunktabstände

Der Gesamtschwerpunktabstand von Achse wird mit Gleichung Gl. (3.14)

$$z_o = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{A} \quad (3.14)$$

ermittelt.

Werden die vorhandenen Daten eingesetzt ergibt dies:

$$1,65m = \frac{[1,512 \cdot 0,9] + [1,642 \cdot (0,9 + (0,425 / 2))] + [0,168 \cdot (0,9 + 0,425 + 0,133)]}{[1,512 + 1,641 + 0,168]}$$

Der Gesamtschwerpunktabstand von der Außenkante ist:

$$z_1 = z_o \quad (3.15)$$

$$z_1 = 1,65m$$

Der Gesamtschwerpunktabstand von der Innenkante wird durch die Subtraktion

$$z_2 = l_{SP} - z_o \quad (3.16)$$

eruiert. Demzufolge führt dies zu

$$z_2 = 1,40m = 3,05 - 1,65 = [1,8 + 0,85 + 0,4] - 1,65$$

Die Abstände der einzelnen Teilflächenschwerpunkte zu den Gesamtschwerpunktachsen errechnen sich wie folgt:

$$z_{si} = z_1 - z_i$$

$$z_{s1} = 0,750m = 1,65 - 0,9$$

$$z_{s2} = 0,575m = 1,8 - 1,65 + 0,425$$

$$z_{s3} = 1,133m = [1,8 + 0,85 + 0,133] - 1,65$$

Der nächste Schritt ist die Ermittlung des Flächenträgheitsmomentes in y-Richtung. Durch die Summierung der drei Flächenteile erhält man das Gesamtflächenträgheitsmoment. Durch die Anwendung des „Steinerschen Satzes“ werden die Trägheitsmomente der Flächen ermittelt.

Der „Steinersche Anteil“ errechnet sich im Allgemeinen durch

$$I_{ySA} = A \cdot z_s^2 \quad (3.32)$$

die Multiplikation der Fläche und dem Schwerpunktabstand zum Quadrat.

Bei Einsetzen der Formel des Steinerschen Satzes Gl. (3.32) ergeben sich für die jeweiligen Flächenteile folgende Werte:

$$A_1 * z_{s1}^2 = 0,85m^4 = 1,512 * 0,75^2$$

$$A_2 * z_{s2}^2 = 0,543m^4 = 1,641 * 0,575^2$$

$$A_3 * z_{s3}^2 = 0,216m^4 = 0,168 * 1,133^2$$

Nun werden die Trägheitsmomente der Teilflächen ermittelt und anschließend mit den Steinerschen Anteilen summiert.

Bei rechteckigen Flächen wird das Flächenträgheitsmoment durch

$$I_{syi} = \frac{b_i * h_i^3}{12} \quad (3.33)$$

ermittelt. Für Dreiecke hingegen wird wie folgt vorgegangen:

$$I_{syi} = \frac{b_i * h_i^3}{36} \quad (3.34).$$

Bei Anwendung der Formeln für die Flächenträgheitsmomente ergeben sich in y-Richtung folgende Größen:

$$I_{sy1} = 0,408m^4 = \frac{0,84 * 5,83}{12} \quad \text{Gl. (3.33)}$$

$$I_{sy2} = 0,099m^4 = \frac{1,93 * 0,614}{12} \quad \text{Gl. (3.33)}$$

$$I_{sy3} = 0,0015m^4 = \frac{0,84 * 0,064}{36} \quad \text{Gl. (3.34)}.$$

Nun werden die Flächenträgheitsmomente mit dem Steinerschen Anteil addiert, daher gilt:

$$I_{yi} = I_{syi} + (z_{si}^2 * A_i) \quad (3.35).$$

Die endgültigen Flächenträgheitsmomente lauten nach Anwendung der Formel Gl. (3.35):

$$I_{y1} = 1,259m^4 = 0,4082 + 0,853$$

$$I_{y2} = 0,641m^4 = 0,099 + 0,5436$$

$$I_{y3} = 0,217m^4 = 0,001 + 0,216$$

Die Flächenanteile werden nun summiert:

$$I_y = 2,117m^4 = 1,259 + 0,641 + 0,217$$

Für die Überprüfung, ob die Resultierende des Krafteintrags innerhalb des Kernbereiches eintritt, müssen die Kernweiten ermittelt werden. Diese setzen sich aus der Division des Schwerpunktabstandes durch das Flächenträgheitsmomentes, und anschließend mit der Multiplikation des Kehrwertes der Gesamtfläche zusammen.

Für die erste Kernweite wird die Gleichung Gl. (3.17) angewendet:

$$K_{w1} = \frac{I_y}{z^2} * \frac{1}{A} \quad (3.17)$$

Dies führt zu folgendem Ergebnis:

$$45,5cm = 0,455m = \frac{2,117}{1,4} * \frac{1}{3,321}$$

Bei Einsetzen der Gleichung Gl. (3.18) für die zweite Kernweite, erhält man:

$$38,6cm = 0,386m = \frac{2,117}{1,65} * \frac{1}{3,321}$$

Die Kernweite in y- Richtung benötigt den Berechnungsvorgang Gl. (3.19)

$$K_{wy} = \frac{I_z}{y} * \frac{1}{A} \quad (3.19)$$

und führt zu:

$$K_{wy} = 0,193m = \frac{0,618}{1,93/2} * \frac{1}{3,321}$$

Zur Bemessung der Mauerwerkspressung und der Lastexzentrizitäten, werden die Widerstandsmomente des Querschnittes benötigt. Diese können durch die Division des Schwerpunktabstandes durch das Flächenträgheitsmoment errechnet werden.

Für das innere Widerstandsmoment wird die Formel Gl. (3.20) angewendet

$$W_{yo} = \frac{I_y}{z_2} \quad (3.20)$$

und ergibt

$$1,512m^4 = \frac{2,117}{1,40}$$

Das äußere Widerstandsmoment wird mit Formel Gl. (3.21)

$$W_{yu} = \frac{I_y}{z_1} \quad (3.21)$$

bemessen und ergibt nach Auflösung:

$$1,283m^4 = \frac{2,117}{1,65} \quad \text{Gl. (3.21).}$$

	I_{yi}	A_i	z_i	$A_i \cdot z_i$	z_{si}	$A_i \cdot z_{si}^2$
I_{y1}	0,408	1,512	0,90	1,361	0,753	0,857
I_{y2}	0,099	1,641	2,225	3,65	0,572	0,537
I_{y3}	0,00149	0,168	2,85	0,479	1,197	0,24

Tab. 4: Strebepfeiler, Querschnittswerte, Flächenträgheitsmomente

Durch die Summation der Normallasten kann in einer beliebig angesetzten Fuge die Gesamtlast festgestellt werden. Wird die Summe der einwirkenden Momentlasten durch die Summe der Normallasten geteilt, ergibt sich die Größe der Lastausmittigkeit, ausgehend von der Schwerachse des Querschnittes. Die Lage der Lastresultierenden wird mit der Formel Gl. (3.22) gelöst.

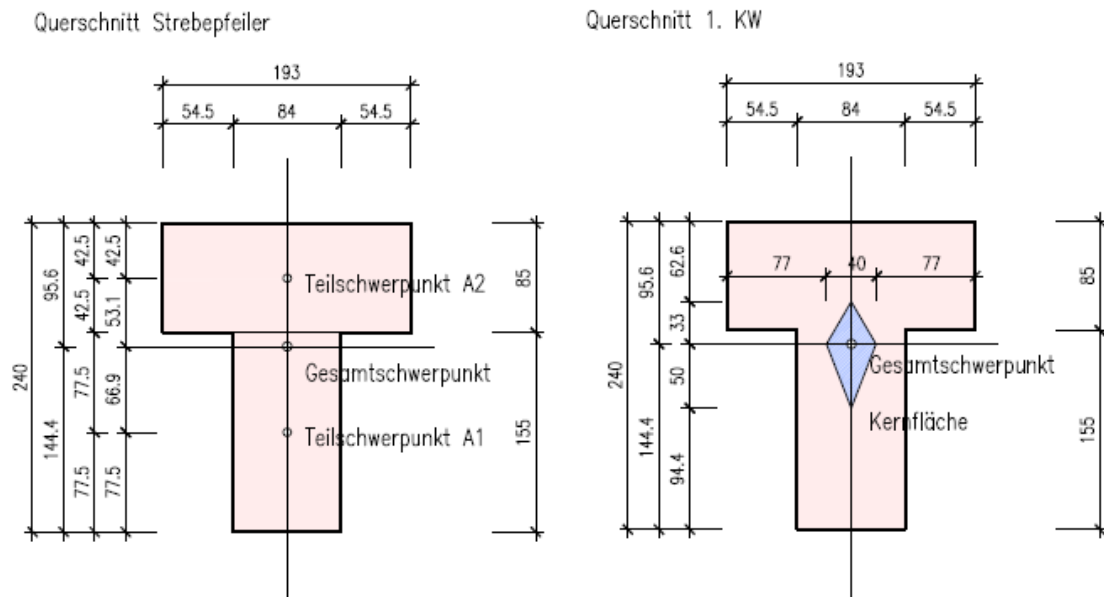
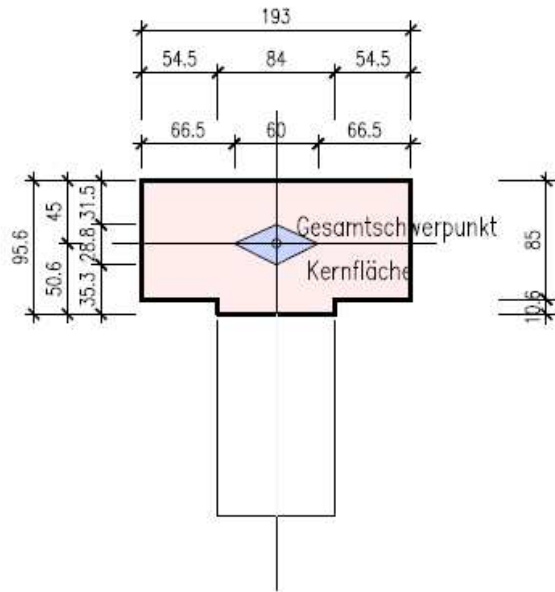


Abb. 35: Abmessungen für den Strebepfeilerquerschnitt und für die erste Kernweite in Fuge 1

Die Spannung im Querschnitt zufolge Normal- und Momentlasten ergibt sich durch die Division mit der Querschnittsfläche bzw. durch das Widerstandsmoment. Der Wert des Quotienten der Biegespannung wird, zur Ermittlung der Mindestspannung und der Maximalspannung im Querschnitt, mit der Normalspannung addiert bzw. subtrahiert. Die ermittelten Randspannungen werden anschließend mit den charakteristischen Festigkeitswerten und mit den normierten Bemessungswerten verglichen.

Querschnitt 2. KW



Querschnitt 3. KW

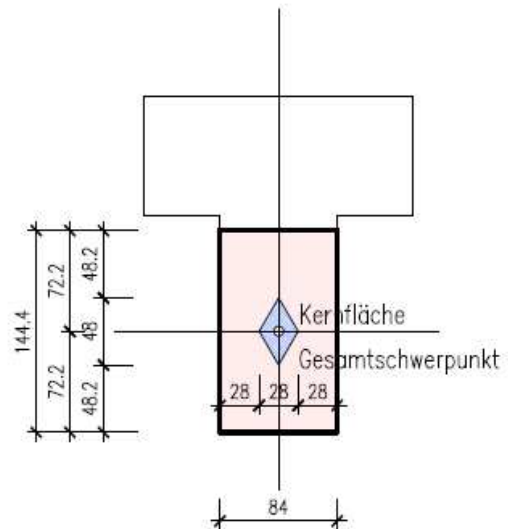


Abb. 36: Abmessungen für die zweite und dritte Kernweite der Strebe Pfeiler in Fuge 1

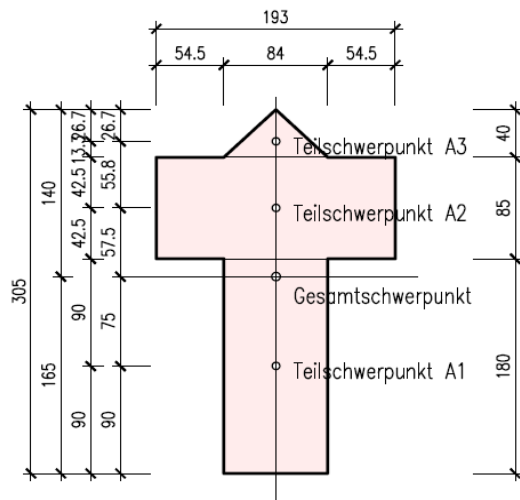
Die äußere Randspannung 1 wird mit der Formel Gl. (3.23)

$$\sigma_{\text{außen}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{y,u}} \quad \text{Gl. (3.23)}$$

ermittelt, und die innere Randspannung 2 ergibt durch:

$$\sigma_{\text{innen}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{y,o}} \quad \text{Gl. (3.24).}$$

Querschnitt Strebe Pfeiler



Querschnitt 1. KW

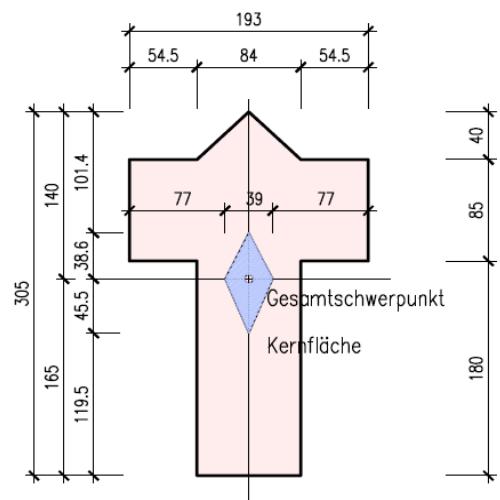
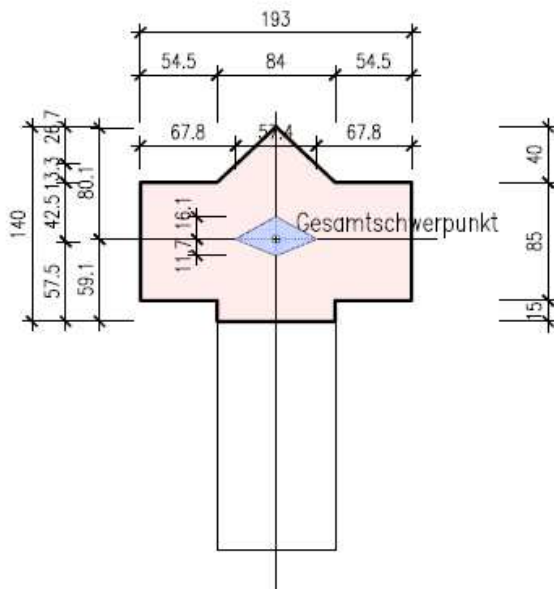


Abb. 37: Abmessungen für Strebe Pfeiler in Fuge 3 und Werte für die erste Kernweite

Zur Feststellung, ob die Lastresultierende innerhalb des Kernes im betreffenden Querschnitt angreift, wird die Ausmittigkeit mit der Kernweite verglichen. Letztere muss größer sein, damit keine ungünstige und unzulässige Spannungen im Querschnitt entstehen.

Querschnitt 2. KW



Querschnitt 3. KW

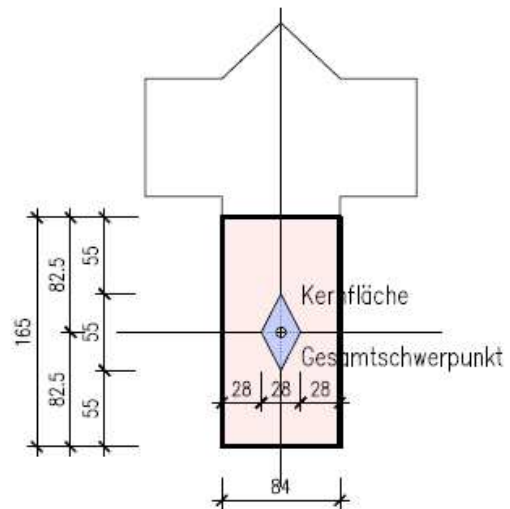


Abb. 38: Abmessungen für die zweite und dritte Kernweite in Fuge 3

Die Berechnung der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeiten erfolgt nach dem Bemessungsschema welche im EUROCODE 6 bzw. ONR 21996³⁰, festgehalten ist. Die Festigkeit des Mauerwerks hängt von den Komponenten Mauerstein und Mörtel ab, und wird durch spezifische Parameter hinsichtlich der Qualität modelliert. Für die Bemessung der charakteristischen Druckfestigkeit wird die Formel Gl. (3.1)

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad (3.1)$$

angewendet.

³⁰ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011

Für die Bemessungssituation wird die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k durch den Materialteilsicherheitsbeiwert γ_M dividiert:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad (3.36)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert kann aus der ONR 21996, Tabelle 6 entnommen werden.

Material	γ_M
Mauerwerk aus:	
Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung	2,00
Steinen der Kategorie I und Rezeptmörtel	2,20
Steinen der Kategorie II	2,50
Füllbeton bei Mantelbetonbauweise	1,88

Abb. 39: Tabelle 6 aus der ONR 21996; Teilsicherheitsbeiwerte für das Material

Für das gegenständliche Objekt wurde ein γ_M von 2,00 gewählt, da die Qualität der Steine und des Mörtels ausreichend bekannt sind und ohnehin, durch vorsichtige Bemessungsansätze, Sicherheiten beinhalten. Für die Bauteile aus Konglomerat ist eine maximale Spannung, bei einem f_k von 7,896 N/mm², von 3,95 N/mm² zulässig. Die Auflösung der Gleichung Gl. (3.36)

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad (3.36)$$

$$f_d = 3,95 \text{ N} / \text{mm}^2 = 7,896 / 2,00 \quad \text{Gl. (3.36)}$$

bestätigt dies.

Die charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk wird nach ONR 21996 bemessen

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d \quad \text{Gl. (3.4).}$$

Dabei ist anzumerken, dass die charakteristische Schubfestigkeit nicht mehr als 6,5% der normierten Mauersteindruckfestigkeit betragen darf.

Die charakteristische Schubfestigkeit setzt sich aus der Anfangsscherfestigkeit (f_{vko}) und der Bemessungsdruckspannung zusammen.

Mauersteinart	Normalmörtel mit einer Festigkeitsklasse ^a		Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 0,5 mm bis 3 mm)	Leichtmörtel
Ziegel	≥ M10	0,30	0,30	0,15
	M2	0,20		
	M1	0,10		
Kalksandstein	≥ M10	0,20	0,40	
	M2	0,15		
	M1	0,10		
Beton	≥ M10	0,20	0,30	
	M2	0,15		
	M1	0,10		
Porenbeton	M2 bis M10	0,15		
maßgerechter Naturstein	M1 bis M2	0,10		

^a Zwischenwerte für Mörtelfestigkeiten von M1 bis M10 sind linear zu interpolieren. Für Mörtelfestigkeiten unter M1 ist der Ansatz einer Anfangsscherfestigkeit nicht zulässig.

Abb. 40: Tabelle 8 der ONR 21996, Werte für die Haftscherfestigkeit

Das Nachweisverfahren für Scheibenschub nach DIN 1053 bildet sich konträr zum österreichischen Verfahren wie folgende Formel für die Berechnung der zulässigen Schubspannung, nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren (DIN 1053-1, Abschnitt 6), beweist:

$$\text{zul } \tau = \sigma_{OHS} + 0,2 * \sigma_{DM} \quad (3.37)$$

Die Ermittlung der Schubspannung τ für Scheibenschub, ist ähnlich der allgemeinen Formel für Schubspannungen für Rechteckquerschnitte, und berechnet sich durch:

$$\tau = c * \frac{V}{A} \quad (3.38).$$

Der Faktor c hängt vom Verhältnis der Wandhöhe zur Wandlänge ab und beträgt im Fall der Strebepfeiler 1,5 da die Höhe mehr als das Doppelte der Wandlänge beträgt.

Die maximale Schubspannung $\max \tau$ bemisst sich folgendermaßen:

$$\max \tau = 0,014 * \beta_{Nst} \quad (3.39).$$

Der Faktor β_{Nst} bedeutet in diesem Fall die Steindruckfestigkeit.

Die Einhaltung der zulässigen Schubspannung ist erfüllt wenn:

$$\frac{\tau}{\tau_{zul}} \leq 1,0$$

3.5.5. Gewölbe

In diesem Kapitel wird auf zwei unterschiedliche Bemessungssituationen eingegangen. Die Untersuchung der Gewölbetragfähigkeit wird bei einem 90cm breiten Gewölbestreifen durchgeführt.

Die Widerlagerkräfte der Gewölbe, die über die Pfeiler abgeleitet werden, sind über den gesamten Einflussbereich zu bemessen.

Untersuchung Gewölbequerschnitt

Das statische System der Gewölbe wird als Dreigelenksbogen angenommen und ist per Definition statisch bestimmt. Die Widerlager der Gewölbe sitzen an den Pfeilerscheiben auf und stützen so die Pfeiler in der horizontalen Ebene ab. In Längsrichtung sind die Arkadenbogen ebenfalls als Dreigelenkbogen gebildet.

Die Lasten der Gewölbe und der Hinterfüllungen in den Gewölbezwickel werden näherungsweise bestimmt.

Für die Querschnittsnachweise wird eine Gewölbestreifen von 90cm Breite bemessen. Dieser Streifen entspricht den Abständen zwischen den Gratrippen der Kreuzgratgewölbe, sowie den Stichkappengraten am Widerlagerknoten der Pfeiler.

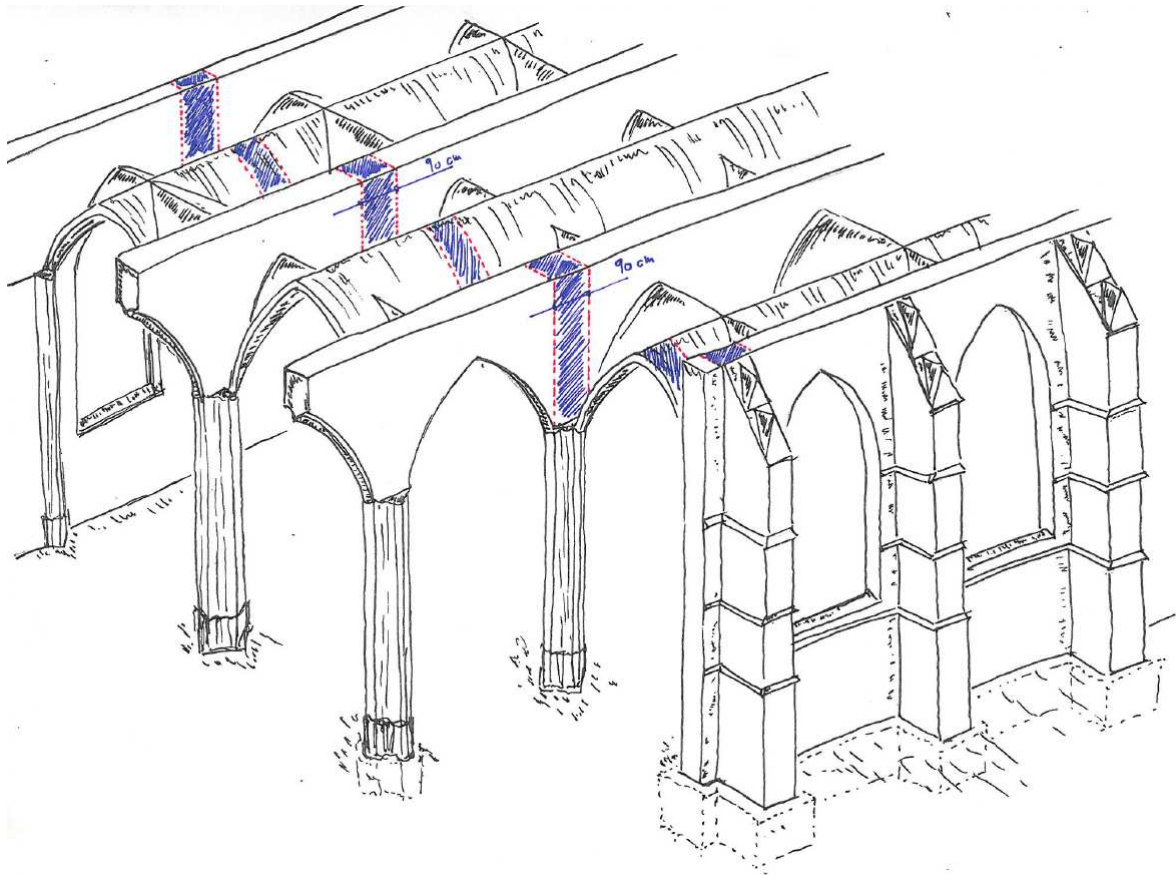


Abb. 41: Steyr, Stadtpfarrkirche, Gewölbe Langhaus, Breite der Gewölbeuntersuchung

Die Gewölbebreite wird durch die Neigung, die aus der Verbindung zwischen Gewölbewiderlager und –scheitel entsteht, modifiziert, und mit einem Faktor, wegen der Gewölbekrümmung, vergrößert.

Der Faktor für die Flächenermittlung wird mit zehn Prozent veranschlagt.

Die nachfolgenden durchgeführten Bemessungen gelten exemplarisch für das Mittelschiffsgewölbe.

Der Rechengang für die gekrümmte Gewölbebreite setzt sich aus

$$b_{\text{Gew}} = \left(\frac{b'}{\cos \alpha} \right) * 1,10 \quad (3.40)$$

zusammen und ergibt eine Bemessungsbreite von

$$1,77 \text{ m} = \left(\frac{0,90}{\cos 56,08} \right) * 1,10$$

Um die Schüttmasse rechnerisch erfassen zu können, wird diese nun vereinfacht als Fläche A_{St} ermittelt

$$A_{St} = \frac{1}{3} * h_{St} * b' * 0,9 \quad (3.41),$$

wobei zehn Prozent Abzug für die Krümmung berücksichtigt werden. Die Bemessungsbreite b' wird hier nicht eingesetzt, da die Ansichtsebene der Schüttung der tatsächlichen Gewölbezwickelfläche entspricht. Man erhält daher eine Bemessungsfläche von

$$1,16m^2 = \frac{1}{3} * 4,30m * 0,90m * 0,9 \quad \text{Gl. (3.41).}$$

Die Streckenlast der Gewölbeschale q_{Gew} wird durch die Multiplikation der Bemessungsbreite b_{Gew} , mit dem Eigengewicht und mit der Schalenstärke ermittelt:

$$q_{Gew} = b_{Gew} * d_{Gew} * \gamma_{Gew} \quad (3.42).$$

Durch die Bemessungsbreite ist Projektion der Gewölbeneigung bereits berücksichtigt. Somit ergibt sich eine Streckenlast von

$$8,94kN / m = 1,77m * 18kN / m^3 * 0,28m \quad \text{Gl.(3.42)}$$

in der die gesamte Gewölbestärke, inklusive Putz an der Unterseite.

Die Streckenlast der Schüttung lässt sich durch die Multiplikation der dreiecksförmigen Schüttfläche, sowie der Wichte ermitteln

$$q_{St} = A_{St} * \gamma_{St} \quad (3.43)$$

und bei Einsetzen der Eingangsparameter ergibt sich eine Streckenlast von

$$20,90kN / m = 1,16m^2 * 18kN / m^3 \quad \text{Gl. (3.43).}$$

Die vertikalen Auflagergrößen werden durch die Gleichgewichtsbedingungen ermittelt. Grundsätzlich können die Auflagergrößen durch

$$A_V = B_V = \frac{q * l}{2} \quad (3.44)$$

bestimmt werden. Bei Einzellasten oder abschnittswisen Gleichlastbeanspruchungen, wird die Auflagerkraft mit der Gleichgewichtsbedingung gelöst. Diese Bedingung drückt sich beispielsweise durch

$$\sum M_a = (-B_v * l) + (P_n * x_n) \quad (3.45)$$

aus und führt bei Ausführung der Formel Gl. (3.45) zu

$$A_v = B_v = 56,46 \text{ kN} = \left[\frac{8,94 * 7,72}{2} \right] + \left[\frac{20,90 * 2,10}{2} * (7,72 - 2,10 / 3) \right] + \left[\frac{20,90 * 2,10}{2} * (2,10 / 3) \right]$$

Die resultierende Horizontalkraft wird, neben der Spannweite, auch durch die Stichhöhe bestimmt wie

$$A_H = B_H = \frac{ql^2}{8h} \quad (3.46)$$

zeigt. Wie sich aus der Formel Gl. (3.46) feststellen lässt, verringert sich die benötigte Widerlagerkraftkomponente je größer die Stichhöhe ist. Allerdings gilt die Formel Gl. (3.46) bei einfacher Streckenlast. Wenn mehrere unterschiedliche Lasten auf das Gewölbe einwirken, wird, unter Voraussetzung eines Dreigelenkbogens als statisches System, das Scheiteltgelenk als Drehpunkt für die Gleichgewichtsberechnung herangezogen. Demnach werden die horizontalen Auflager durch

$$\sum M_c = 0 = \left[q_{St} * x_{St} * 0,5 * \left(x - \frac{x_{St}}{3} \right) \right] + [A_v * x] + \left[q_{Gew} * x * \frac{x}{2} \right] - \frac{A_H}{h} \quad (3.44)$$

ausgedrückt, und ergeben nach Auflösung

$$\sum M_c = 0 = \left[20,90 * 2,10 * 0,5 * \left(3,86 - \frac{2,10}{3} \right) \right] + [56,46 * 3,86] + \left[\frac{8,94 * 3,86^2}{2} \right] - \frac{A_H}{5,74}$$

$$A_H = 14,28 \text{ kN}$$

Auf Grund der symmetrischen Last- und Geometrieverhältnisse gilt:

$$A_H = B_H = 14,28 \text{ kN}$$

Für die Schnittgrößenermittlung werden die Neigungswinkel aus den x-Abständen und den dazugehörigen y-Abständen ermittelt. An der Stelle $x=2,10\text{m}$ ist

$y=4,50\text{m}$; wird dies mit den Punkten des nächsten Intervalls $x=2,45$ und $y=4,73$ subtrahiert, und mit dem Arcustangens multipliziert, erhält man die Neigung φ . Die Formel wird wie folgt ausgedrückt:

$$\alpha = \text{Arc tan}[(y_{n+1} - y_n) / (x_{n+1} - x_n)] \quad (3.47).$$

Als Beispiel wird nun der Neigungswinkel bei $x=2,10$ ermittelt:

$$\text{Ar tan}(0,7) = (4,73 - 4,50) / (2,45 - 2,10) \quad \text{Gl. (3.47)}.$$

Die Neigung beträgt daher:

$$\varphi_{(x=2,10)} = 33,30^\circ = \arctan 0,657$$

Die Querkraft wird durch

$$V = (A_v - q * x) \cos \varphi - A_h * \sin \varphi \quad (3.48)^{31}$$

ausgedrückt. Die Normalkraft ermittelt sich aus der Auflösung folgender Gleichung:

$$N = -(A_v - q * x) \sin \varphi - A_h \cos \varphi \quad (3.49)^{32}$$

Das Moment setzt sich aus

$$M_{y(x)} = A_v * x - A_h * y - \frac{q * x^2}{2} \quad (3.50)$$

zusammen.

Die Schnittgrößen können durch das frei wählbare Intervall der x-Abstände an beliebigen Stellen ermittelt werden. Für die Bemessung der drei Gewölbe sind für die Seitenschiffe ein Intervall von 40 cm und für das Mittelschiff von 35 cm gewählt worden.

Die exemplarischen Schnittgrößenberechnung wird an der Stelle $x= 1,40\text{m}$ dargestellt. Die Kurvenhöhe beträgt hier $y=3,35\text{m}$ und die mittlere Neigung für das

³¹ Polzer, Christian: Statik und Festigkeitslehre Teil 3. Beispiele. Wien. FH Campus Wien. WS 2009/10. S. 11

³² Polzer, Christian: Statik und Festigkeitslehre Teil 3. Beispiele. Wien. FH Campus Wien. WS 2009/10. S. 11

Intervall ergibt $\varphi=53,3^\circ$. Für die Querkraft V wird nun Gleichung Gl. (3.48) herangezogen und ergibt

$$6,1kN = [(56,46 - (8,94 * 1,40) - (20,90 * 1,40 * 0,5) * \cos 53,3) - [(-14,28 * \sin 53,3)]]$$

Die Normalkraftkomponente errechnet sich mit Formel Gl. (3.49)

$$32,0kN = [-(56,46 - (8,94 * 1,40) - (20,90 * 1,40 * 0,5) * \sin 53,3) - [(-14,28 * \cos 53,3)]]$$

Das Moment beträgt nach Auflösen der Formel Gl. (3.50)

$$10,22kNm = (56,46 * 1,40) - (14,28 * 3,41) - \left[\left(\frac{6,97 * 1,4^2}{2} \right) + \left(\frac{13,93 * 1,4^2 * 0,5}{3} \right) \right] - \left(\frac{8,94 * 1,40^2}{2} \right)$$

Die Tragfähigkeit des Gewölbemauerwerks wird mit der gleichen Formel wie für die Pfeiler- bzw. Wandmauerwerksfestigkeit berechnet. Allerdings wird hier ein Abzug von 20 % in Rechnung gestellt

$$f_k = 0,80 * K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad \text{Gl. (3.3)}^{33}$$

und ergibt eine charakteristische Mauerwerksfestigkeit 2,14 N/mm².

³³ Pech, Anton: Baukonstruktionen. 050 Decken. Wien, FH Campus Wien, Skriptum. Ausgabe 09/2007. Seite 050.2.7.-2

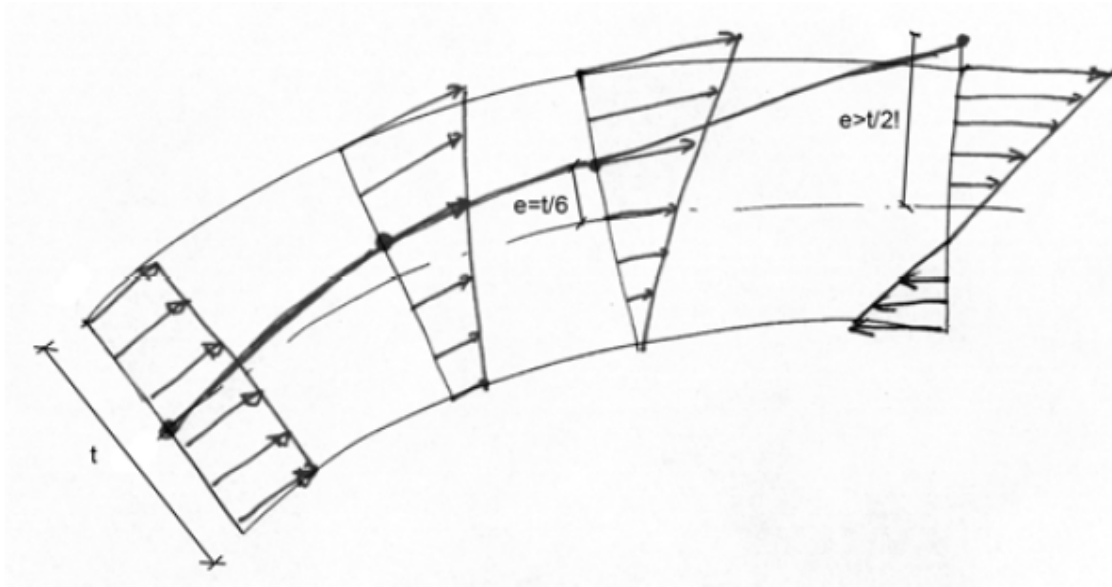


Abb. 42: Heraustreten der Stützlinie aus dem Gewölbequerschnitt

Die Nachweisführung der Einhaltung der Tragfähigkeit des Gewölbes kann vergleichsweise mit folgender Gleichung bei Gleichlasten durchgeführt:

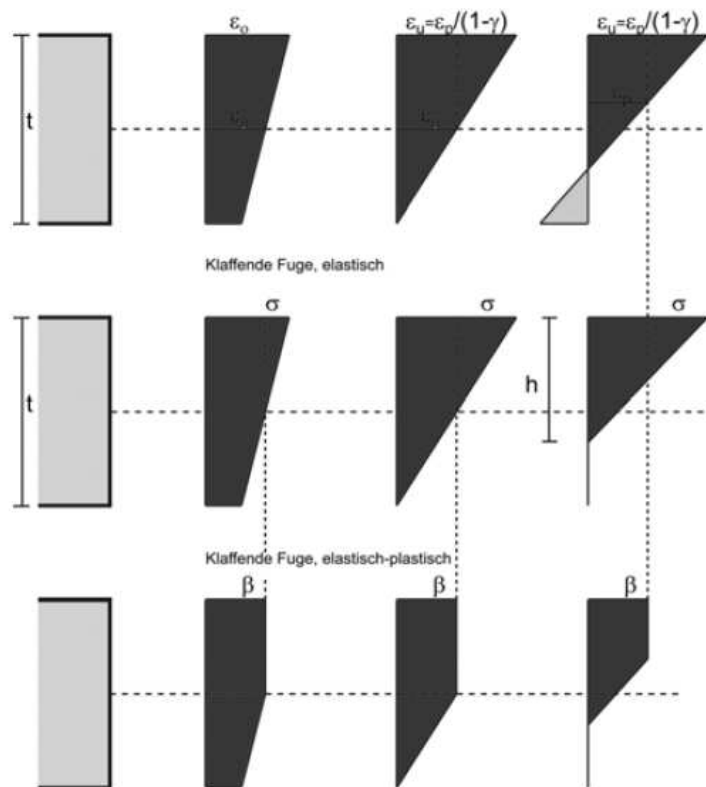
$$\frac{l^2}{8 \cdot (f + 0,7 \cdot t)} \cdot q \cdot \gamma_s \leq 0,3 \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (3.51)^{34}$$

Die Gleichung berücksichtigt die Annahme, dass der Kräfteverlauf im Drittelbereich des Gewölbequerschnittes übertragen wird. Daher wird für die Flächenspannung nicht die volle Querschnittsfläche herangezogen.

³⁴ Pech, Anton: Baukonstruktionen. 050 Decken. Wien, FH Campus Wien, Skriptum. Ausgabe 09/2007. Seite 050.2.7.-3

Spannungszustände in der Lagerfuge:

- nur ein Teil des Querschnitts ist überdrückt
- Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge ist Null
- "klaffende Fuge"



Mauerwerk als Verbundwerkstoff: Biegung mit Normalkraft

Abb. 43: Spannungsbilder bei klaffender Fuge zufolge ausmittiger Belastung

Ermittlung der Widerlagergrößen

Auf Grund deren Anschlüsse an die Pfeiler, bzw. Strebepfeiler, leiten die Gewölbe deren Lasten ausschließlich über diese Konstruktionselemente ab. Die Abstützung der Gewölbe an die Pfeiler hat zur Folge, dass das aufgehende Mauerwerk von den Gewölbelasten unberührt bleibt. Für die Berechnung wird angenommen, dass die Gratlinien die Angriffsrichtung der Gewölbelasten bilden.

Das Tonnengewölbe kann durch Gratlinien, welche durch die Stichkappen gebildet werden, wie ein Kreuzgratgewölbe berechnet werden. Die Tatsache, dass die Scheitellinie der Stichkappen etwa 30cm unterhalb der Scheitellinie des Tonnengewölbes mündet, und daher kein echtes Kreuzgratgewölbe gebildet wird, kann vernachlässigt werden. Für die Massenberechnung stellt dies keine Relevanz dar. Für die Nachbemessung der Pfeiler sind die Bauteilmassen und die Angriffsrichtungen der betreffenden Bauteilkräfte notwendig.

Im folgenden Abschnitt wird die detaillierte Ermittlung der horizontalen Kraftkomponenten dargestellt. Zunächst wird die Kubatur der Gewölbeschale über einem halben Joch

$$V_{Gew} = \frac{V_{Gew'}}{\cos \alpha} * 1,10 \quad (3.52)$$

ermittelt, wobei für die Krümmung ein Zuschlag von zehn Prozent hinzugefügt wird. Dabei ergibt sich ein Volumen von

$$12,776 m^3 = \frac{11,92}{\cos 62,194} * 1,10 \quad \text{Gl. (3.52).}$$

Die Gewölbemasse multipliziert sich aus der mittleren Wichte mit dem Volumen

$$g_{Gew} = V_{Gew} * \gamma_{Gew} \quad (3.53)$$

und belastet die Pfeiler mit

$$229,97 kN = 12,776 m^3 * 18 kN / m^3 \quad \text{Gl. (3.53).}$$

Die horizontale Kraftgröße wird durch die Gleichgewichtsbedingung ermittelt

$$\Sigma M(a) = -H * \left(\frac{2}{3} * h \right) + V * \left(\frac{1}{3} * x \right) \quad (3.54)$$

und bei Einsetzen der Rechnung Gl. (3.54) entsteht eine Horizontallast von

$$76,20 kN = \frac{229,97 * \left(\frac{1}{3} * 3,267 \right) * 3}{2 * 4,93} \quad \text{Gl. (3.54)}$$

in Gratrixrichtung. Wird die Last parallel zur Achse 5 umgelegt, muss dabei

$$H' = H * \cos \alpha \quad (3.55)$$

gerechnet werden. Somit ergibt sich ein waagrechter Lastangriff von

$$60,638 kN = 76,20 * \cos 38,51 \quad \text{Gl. (3.55)}$$

zufolge Gewölbeeigengewicht.

Neben der Gewölbeschale muss die horizontale Kraft aus der Schüttmasse eruiert werden. Mittels der Volumenformel für Pyramiden wird die Kubatur der Schüttung festgestellt:

$$V_{St} = \frac{1}{3} * l_{St} * b_{St} * h_{St} \quad (3.56)$$

Demnach weisen die Zwickel bei den nördlichen Gewölben ein Volumen von

$$6,162 m^3 = \frac{1}{3} * 3,6 * 1,3 * 3,95 \quad \text{Gl. (3.56)}$$

auf. Wird das Volumen

$$g_{St} = V_{St} * \gamma_{St} \quad (3.57)$$

nun mit der Wichte multipliziert, beträgt die vertikale Masse der Hinterfüllung rund

$$110,9 kN = 6,162 * 18 \quad \text{Gl. (3.57)}.$$

Mithilfe der Gleichung für die Gleichgewichtsbedingung Gl. (3.54) können die waagrecht wirkenden Kräfte von

$$30,42 kN = \frac{110,9 * \left(\frac{1}{3} * 0,5 * 3,95 \right) * 3}{2 * 3,6} \quad \text{Gl. (3.54)}$$

festgestellt werden.

Für die Krafrichtung entlang der Gewölbegrate im Langhaus, werden die Neigungen aus den Grundrissplänen, die durch die Diagonalverbindungen zwischen den Vierungspfeiler entstehen, herangezogen.

Bei den Seitenschiffen betragen die Winkel weniger als 40° da die Joche keine exakten quadratischen Grundrisse bilden. Die Mittelschiffgewölbegrate fallen wesentlich steiler aus, da der Achsabstand des Mittelschiffjochs jene der Seitenschiffe erheblich übersteigt. Die Gratneigungen betragen im Mittelschiff größtenteils zwischen 48° und 50°. Durch die Quer- und Längsbetrachtung des Gesamtmodells werden die im Grundriss schräg angreifenden Gewölbekräfte in die x- und y-Richtung projiziert und mit dem benachbarten Gewölbejoch summiert. Durch diesen Rechenschritt wird die horizontale Resultierende der Gewölbemauerung errechnet. In der Längsrichtung sind die Sarg- und Scheidmauern zu berücksichtigen und den Horizontallasten hinzuzufügen. Die Berechnung verläuft analog zur Bemessung der Gewölbelasten, wobei die Neigungsprojektion entfällt, da die Aufmauerungen parallel zur Achsrichtungen

verlaufen. Die Ermittlung der Schüttmasse wird als vereinfachte Pyramide angenommen. Wegen der Krümmung der Gewölbe wird hier ein Abzug der Kubatur in Rechnung gestellt. Analog zum Vergrößerungsfaktor der Gewölbeoberflächenberechnung beträgt der Abzugsfaktor zehn Prozent. Die horizontale Kraftkomponente der Schüttung wird, entgegen der Kraftangriffsrichtung des Gewölbeschubes, nur als eine, in Querrichtung angreifende Last angesetzt. Dadurch entfällt die Projektionsrechnung und eine Vereinfachung, bzw. Verringerung der Rechenschritte, wird erzielt.

4. Rechnerische Nachweisführung

4.1. Grundlagen

4.1.1. Bemessungsnormen

Die rechnerische Nachweisführung erfolgt unter den gültigen Fassungen der aktuellen Normenlandschaft. Zwar wird ausdrücklich in der ÖNORM EN 1990 „Grundlagen der Tragwerksplanung“ darauf hingewiesen, dass Abweichungen bei Nachbemessungen bei Bestandsbauten zulässig sind. Insbesondere deshalb, um einen unverhältnismäßig großen Anpassungsaufwand zu vermeiden. Damit ist die Zuverlässigkeit de facto bereits erfüllt³⁵. Im Rahmen dieser Untersuchung wird dennoch die Bestandskapazität nach den gültigen Normen ermittelt, um die vorhandenen Sicherheiten des Bestandes nachzuweisen, bzw. die nicht erfüllte Standsicherheit aufzuzeigen.

Für die (Nach-)Bemessung von historischen Bestandshochbauten sind folgende Eurocodes von Bedeutung:

- ÖNORM EN 1990; Grundlagen der Tragwerksplanung³⁶
- ÖNORM EN 1991; Einwirkungen auf Tragwerke³⁷
- ÖNORM EN 1995; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauteilen³⁸
- ÖNORM EN 1996; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten³⁹

³⁵ Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 4

³⁶ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1990/A1. Eurocode- Grundlagen der Tragwerksplanung. 01.08.2008

³⁷ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1 bis 7/. Eurocode 1 : Einwirkungen auf Tragwerke. Allgemeine Einwirkungen.

³⁸ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1995. Eurocode 5 : Berechnung und Bemessung von Holzbauteilen.

³⁹ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011

- ÖNORM EN 1998; Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben⁴⁰

Außerdem wird für die Bemessung von Mauerwerk auf die

- DIN 1053; Bemessung von Ziegelmauerwerk⁴¹

eingegangen und teilweise angewendet.

Zur Anwendung kommen vor allem die ÖNORM EN 1991 sowie die ONR 21996. Die Bemessungsnormen ÖNORM EN 1995 sowie EN 1998 werden im Rahmen der Nachweisführung nicht angewendet.

Anhand der Zusammenführung der Modellierung des statischen Systems im vorigen Kapitel, mit den Bemessungsmodellen der oben angeführten Normen, wird die Zuverlässigkeit der Bestandskapazität überprüft. Die Lastannahmen und die Einwirkungen werden nach den Vorgaben der Normen modelliert. Dabei sind die Sicherheiten und Abminderungen der Querschnitte berücksichtigt und werden nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept bemessen.

4.1.2. Einwirkungskombinationen für die Tragfähigkeitsbemessung

Nach der ÖNORM EN 1990 sind im Allgemeinen vier verschiedene Grenzzustände der Tragsicherheit zu untersuchen. Im Zuge der Diplomarbeit wird speziell auf das Versagen des Tragwerkes oder seiner Teile, wie der genaue Wortlaut heißt, eingegangen. Die Nachweisführung der STR(stress) behandelt die Tragfähigkeit von Baustoffen sowie Bauteilen. Prinzipiell ist eine laut ÖNORM EN 1990 eine ausreichende Tragsicherheit gegeben, wenn folgende Bedingung eingehalten wird:

$$E_d \leq R_d$$

Die Indizes stehen für:

- E_d : Bemessungswert der Auswirkung der anzusetzenden Einwirkungen

⁴⁰ Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): Eurocode 8: Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. 15.06.2011

⁴¹ DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1053-1 (1996). Bemessung und Ausführung

- R_d : Bemessungswert des Bauteilwiderstandes

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Kombinationen finden sich in den diesbezüglichen Tabellen bzw. im Anhang der genannten ÖNORM. Für die Grundkombination der Bemessungen sind für die ständigen, ungünstigen Einwirkungen mit dem Faktor 1,35 zu multiplizieren. Die veränderlichen Einwirkungen werden mit 1,50 bemessen.

4.2. Statische Berechnung Strebepfeiler Achse 5

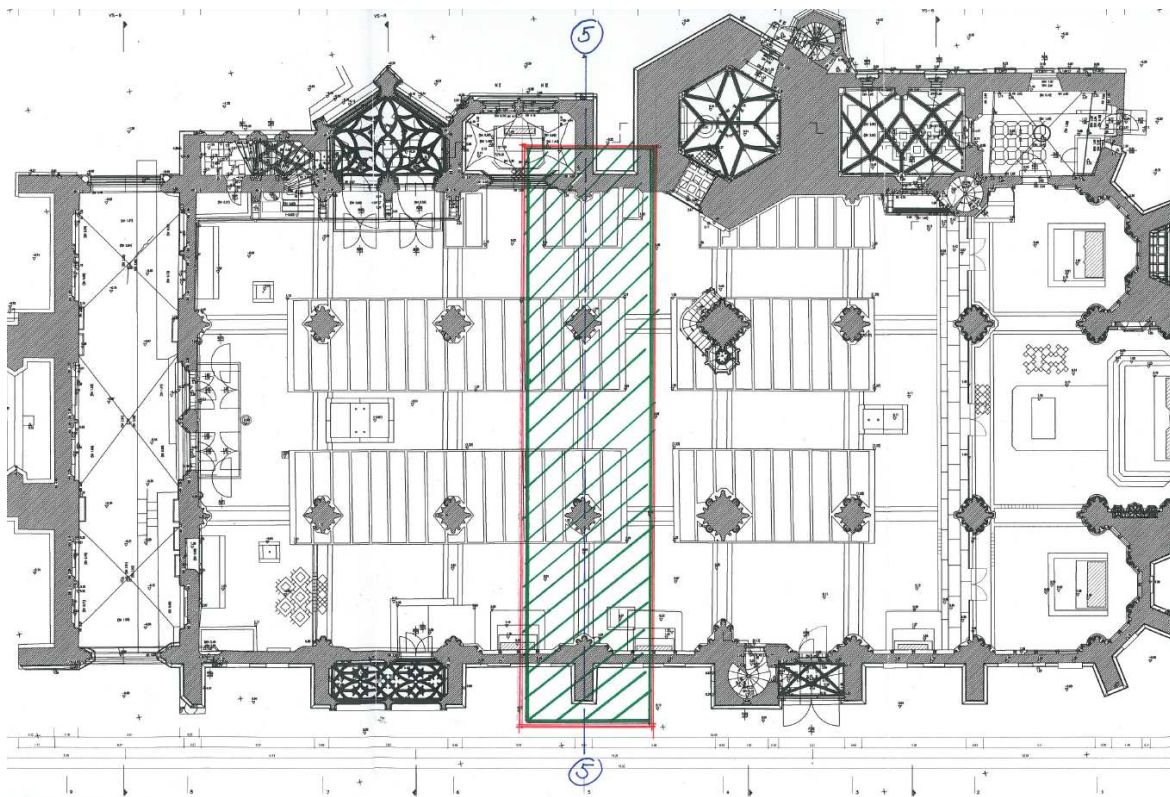


Abb. 44: Steyr, Stadtpfarrkirche, Grundriss; Lasteinflussbereich der Pfeilerachse 5

4.2.1. Berechnungsvorgang

Für die Bemessung wird hier exemplarisch der Berechnungsvorgang für die Langhausachsen die Achse 5 vorgeführt. Die Ergebnisse der anderen Achsen fallen im gleichen Maßstab aus, da die Abstände der Joche um wenige Zentimeter differieren und daher gesonderte Ergebnisauswertungen als vernachlässigbar anzusehen ist. Die Berechnung erfordert zunächst eine geometrische Grundlagenermittlung, die insbesondere das Abmessen der Achsabstände, Höhen

und Spannweiten der Joche nach sich zieht. Die Basis für die Geometriedaten bilden die Bestandspläne welche nach einer Bestandsaufnahme der Bausubstanz erstellt wurden.

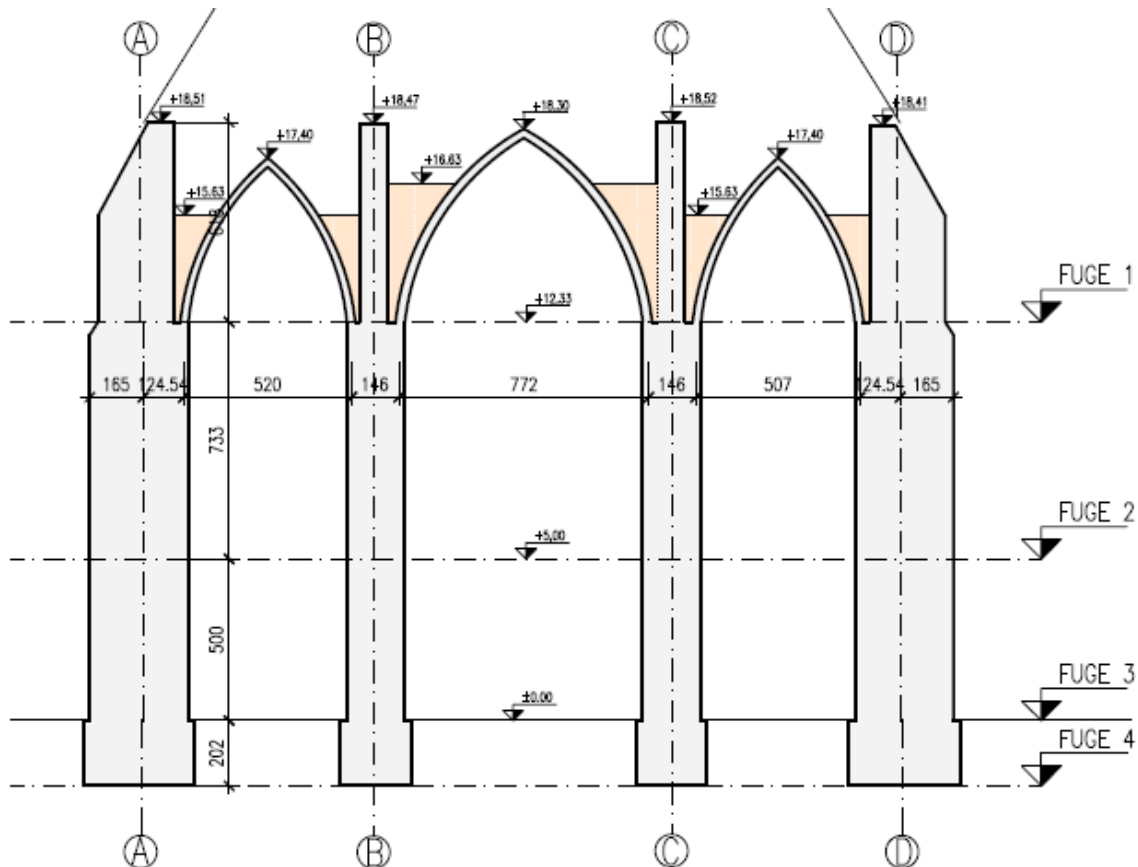


Abb. 45: Steyr, Stadtpfarrkirche, Querschnitt Achse 5; Abmessungen der Tragstruktur

Im Anschluss erfolgt die Bestimmung der Trennlinien der Lasteinflusszonen an, die im Wesentlichen die halben Joche bilden. Anhand der Bauteilvolumina und den spezifischen Baustoffmassen werden die Bauteilmassen ermittelt.

Die Querschnittsspannungen werden in vier Fugen untersucht. Die Ansetzung der Fugen wurde im Hinblick auf das Gesamtsystem so gewählt, dass eine aussagekräftige Drucklinienauswertung an ausgeprägten Stellen durchgeführt werden kann. Die erste und zugleich oberste Fuge wurde am Gewölbewiderlager gewählt. Die Fugenebene befindet sich 12,33 m über Niveau und ist im Inneren durch die Oberkante des Kapitells begrenzt. Die zweite Fuge wird durch die Unterkante der Fensteröffnungen gebildet und befindet sich fünf Meter über dem Geländeniveau. Zugleich stellt die Fuge 2 die Oberkante des aufgehenden

Mauerwerks dar, und bildet mit den Strebepfeilern eine geschlossene Einheit. Die Fuge 3 ist die Trennlinie zwischen dem aufgehenden Mauerwerk und der Fundierung. Die unterste Fuge 4 ist die Fundamentunterkante.

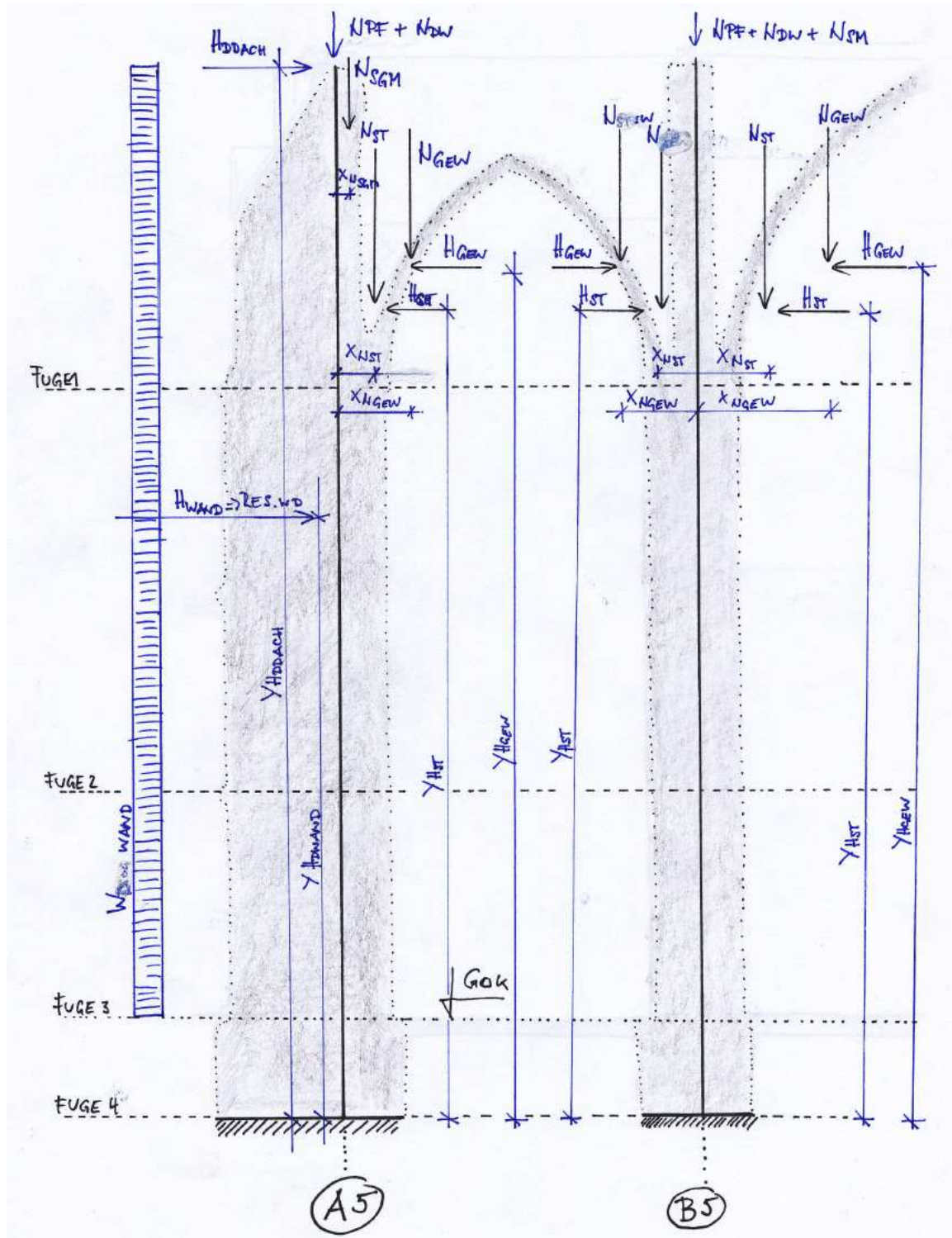


Abb. 46: Schematische Skizze mit Darstellung des statischen Systems der Pfeiler A5 und B5 und der Einwirkungen

Die sinnvolle Ansetzung der vier zu untersuchenden Fugen sollte eine größtmögliche Näherung der Darstellung der Schnittgrößenverläufe gewährleisten.

Die Auswertungen der Spannungen beinhalten die Lastfälle und die Ergebnisse verglichen werden.

4.2.2. Nördlicher Strebepfeiler A5

1. Lastfall 1

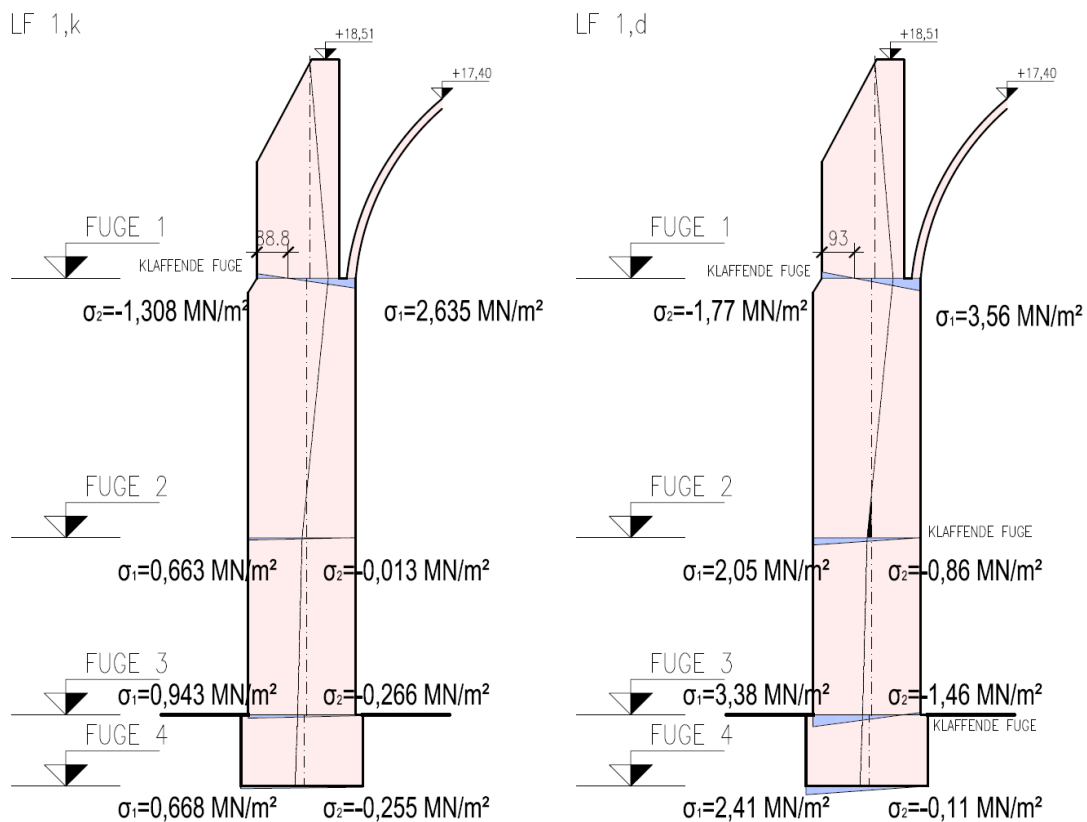


Abb. 47: Strebepfeiler A5; Spannungsauswertung Lastfall 1, Eigenlasten

Das äußere nördliche Widerlager der Achse 5 wurde mit den gewöhnlichen Jochabmessungen bemessen. Zwar wird die Achse 6 vom Turm begrenzt, dennoch wird der Umstand, dass dadurch die Lasteinflusszone in der Realität erheblich kleiner ist, vernachlässigt. Außerdem wird das Fenster zwischen Achse 5 und 6 nicht als halbiertes Fenster, sondern als regulär dimensioniertes Fenster

angesehen. Als statisches System wird für die Nachweisführung des Strebepfeilers ein Kragarmpfeiler ohne zusätzliches Auflager modelliert. Zwar bildet das Kreuzgratgewölbe sehr wohl ein Widerlager gegen etwaige Verschiebungen am Pfeilerkopf, dennoch wird die maximale Lastaufnahme des Querschnittes untersucht. Dieser Ansatz erfordert eine höhere Biegesteifigkeit des Strebepfeilers für die Aufnahme von Windlasten.

Zuerst werden die Spannungen zufolge Lastfall 1 ausgewertet. Die Tabelle 5 veranschaulicht die Ergebnisse ohne Berücksichtigung aktueller Normen.

Fuge	N	M	e	σ_D	σ_a	σ_i	σ_1	σ_2
e	[kN]	[kNm]	[cm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	945,0	487,4	51,575	546,38	2088,90	1854,70	2653	-1334
2	1686,1	-198,5	-11,774	507,77	154,705	520,905	659	-13
3	1915,3	-470,3	-24,556	576,81	366,52	311,03	944	-269
4	2158,0	-557,05	-25,81	439,29	228,924	184,26	669	256

Tab. 5: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 1. Lastfall(EG), charakteristisch

Um die Berechnungen nachvollziehen zu können wird hier der Rechengvorgang für die Fuge 3 (siehe Tab.5) präsentiert:

1. Schritt: Ermittlung der Summe aller vertikalen Kräfte. Hier werden folgende Lasten hinzugefügt:

$N_{PF,k}$:	Pfeilerlasten
$N_{Gew,k}$:	vertikale Gewölbelasten
$N_{SGM,k}$:	Sargmauerlasten
$N_{St,k}$:	vertikale Gewölbeschüttlasten
$N_{DW,k}$:	Dachlasten

$$\Sigma_{V,k} = N_{Pf,k} + N_{Gew,k} + N_{SGM,k} + N_{St,k} + N_{DW,k}$$

$$1915,31 = 1263,91 + 107,5 + 230 + 110,92 + 203$$

2. Schritt: Ermittlung der horizontalen Lastkomponenten. Dazu zählen wie folgt:

$H_{\text{Gew},k}$: horizontale Gewölbelasten

$H_{\text{St},k}$: horizontale Gewölbeschüttlasten

$H_{\text{Gew},k}$:

$60,64\text{kN}$

$H_{\text{St},k}$:

$30,43\text{kN}$

3. Schritt: Berechnung der Momenteneinwirkung. Hier werden alle einwirkenden Kräfte mit dem Abstand zum Schwerpunkt des Strebepfeilerquerschnittes multipliziert. Der Drehpunkt für das Moment ist der Schwerpunkt des Strebepfeilers. Im Anschluss werden alle Momente summiert. Das Vorzeichen für die Ermittlung des Moments ist immer rechtsdrehend (im Uhrzeigersinn).

$N_{\text{PF},k}$: kein Moment, da Krafteinfluss im Querschnittsmittelpunkt

$N_{\text{Gew},k}$:

$61,84\text{kNm} = 107,5\text{kN} * 0,575\text{m}$

$N_{\text{SGM},k}$:

$489,1\text{kNm} = 230\text{kN} * 2,127\text{m}$

$N_{\text{St},k}$:

$203,4\text{kNm} = 110,92\text{kN} * 1,833\text{m}$

$N_{\text{DW},k}$:

$116,7\text{kNm} = 203\text{kN} * 0,575\text{m}$

$H_{\text{Gew},k}$:

$-893\text{kNm} = 60,64\text{kN} * 14,73\text{m}$

$H_{\text{St},k}$:

$$-448kNm = 30,43kN \cdot 14,73m$$

Summierung der Momentlasten:

$$\Sigma_{M,k} = -470,3kNm$$

4. Schritt: Berechnung der Lastausmitte zufolge Exzentrizitäten im Querschnittsaufbau. Hier wird das Gesamtmoment durch die Summe aller vertikalen Kräfte dividiert. Die Lastausmitte dient zur Feststellung, wo die resultierende Last im Querschnitt angreift. Als Grenze dienen die Kernweiten die anhand des Querschnittsprofils festgestellt werden. Ist die angreifende Last nahe dem Schwerpunkt, so kann mit der vollen Querschnittsfläche gerechnet werden. Ist die angreifende Last jedoch außerhalb des 1. Kerns, so muss die Last auf einer geringen Fläche (2. Kern) verteilt werden, was eine erhöhte Spannung nach sich zieht.

$$e = \frac{M}{N}$$

$$-24,56cm = -0,2456m = \frac{-470,3kNm}{1915,3kN}$$

5. Schritt: Berechnung der Spannungen zufolge Normallasten und Biegeeinwirkungen. Die Addition und die Subtraktion der Normal- und Momentspannungen ergeben die Maximal- und Minimalspannungen. Die Biegespannungen werden durch das äußere und innere Widerstandsmoment dividiert und somit ergeben sich die zwei Spannungswerte σ_a und σ_i . Die Randspannungen werden mit absoluten Werten gerechnet, das heißt, dass die Vorzeichen egalisiert werden um die maximalen Werte zu erhalten.

Normalspannung:

$$\sigma_D = \frac{N}{A}$$

$$576,81kN / m^2 = 0,577 MN / m^2 = \frac{1915,3kN}{3,321m^2}$$

Biegespannung außen:

$$\sigma_{M, \text{außen}} = \frac{M}{W_{yu}}$$

$$366,52 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,367 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{470,3 \text{ kNm}}{1,283 \text{ m}^3}$$

Biegespannung innen:

$$\sigma_{M, \text{innen}} = \frac{M}{W_{yo}}$$

$$311,03 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,311 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{470,3 \text{ kNm}}{1,512 \text{ m}^3}$$

Addition der Normal- und Biegespannungen:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{y, u}}$$

$$943,34 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,943 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{1915,3 \text{ kN}}{3,321 \text{ m}^2} + \frac{470,3 \text{ kNm}}{1,283 \text{ m}^3}$$

Subtraktion der Normal- und Biegespannungen:

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{y, o}}$$

$$265,78 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,266 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{1915,3 \text{ kN}}{3,321 \text{ m}^2} - \frac{311,03 \text{ kNm}}{1,512 \text{ m}^3}$$

Fuge	N	M	e	σ_D	σ_a	σ_i	σ_1	σ_2
	[MN]	[MNm]	[cm]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
1	1,276	0,658	51,575	0,74	2,82	2,50	3,28	-3,25
2	2,307	-0,268	-11,62	1,19	0,86	1,172	2,05	-0,86
3	2,586	-0,635	-24,56	1,34	2,04	2,794	3,38	-1,45
4	2,913	-0,752	-25,81	1,09	1,31	1,198	2,41	-0,11

Tab. 6: Strebepeer A5, Spannungsauswertung 1. Lastfall(EG), Bemessungswerte

2. Lastfall 2

Die Ergebnisauswertung des 2. Lastfalles berücksichtigt die volle Windlastaufnahme des Dachbereiches. Dabei wirkt die gesamte Windkraft gegen die Mauerkrone.

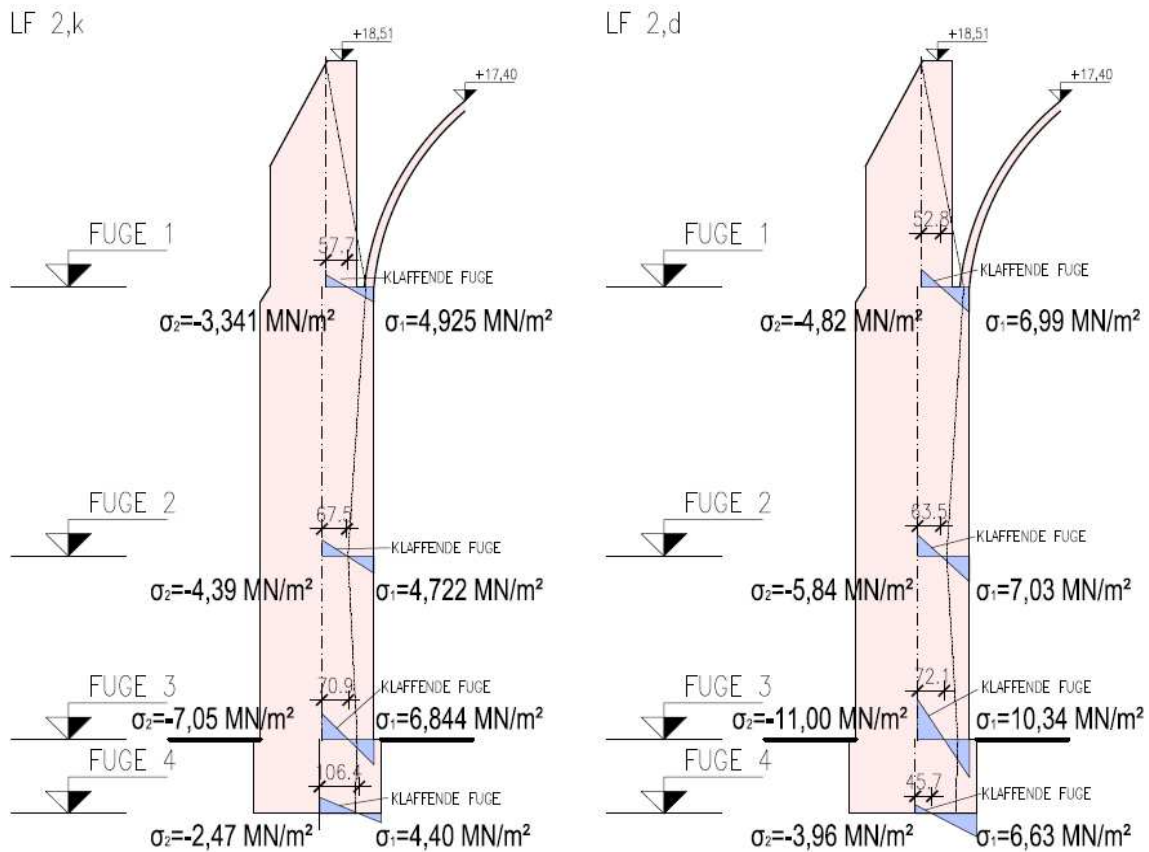


Abb. 48: Strebeböfeler A5; Spannungsauswertung Lastfall 2, volle Windlasten aus dem Dachbereich und Eigenlasten

Fuge	N [kN]	M [kNm]	e [cm]	σ_D [kN/m ²]	σ_a [kN/m ²]	σ_i [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]
1	945,0	1122	108,1	546,39	4378,71	3887,8	4172	-5060
2	1686,1	1196	70,9	871,54	3842,1	5260,06	4722	-4390
3	1915,3	1822	95,1	990,1	5853,99	8015,17	6852	-7030
4	2158,0	2062,85	95,59	809,776	3591,85	3286,67	4400	-2470

Tab. 7: Strebeböfeler A5, Spannungsauswertung 2. Lastfall (EG+Wind voll), charakteristisch

Fuge	N [MN]	M [MNm]	e [cm]	σ_D [MN/m ²]	σ_a [MN/m ²]	σ_i [MN/m ²]	σ_1 [MN/m ²]	σ_2 [MN/m ²]
1	1,276	1,459	114,39	0,74	6,25	5,55	5,89	-7,24
2	2,307	1,816	78,72	1,19	5,84	7,99	7,04	-5,84
3	2,586	2,803	108,41	1,34	9,01	12,33	10,36	-10,99
4	2,913	3,178	109,08	1,09	5,53	5,06	6,63	-3,96

Tab. 8: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 2. Lastfall (EG+Wind voll), Bemessungswerte

Zur Veranschaulichung des Bemessungsvorganges, werden wie beim ersten Lastfall, die einzelnen Schritte der Berechnung für die Fuge 3 rekapituliert. Beim zweiten. Lastfall fließen die Teilsicherheitsbeiwerte aus der ÖNORM EN 21996 γ_G für ständige, und γ_Q für veränderliche Lasten, in die Berechnung ein.

Die ständigen Lasten, wie etwa Eigengewicht, werden mit dem Faktor 1,35 multipliziert. Die veränderlichen Lasten werden mit einer 1,5-fachen Sicherheit bemessen und werden daher mit 1,5 gerechnet.

1. Schritt: Ermittlung der Summe aller vertikalen Kräfte. Hier werden folgende Lasten hinzugefügt:

$N_{PF,k}$:	Pfeilerlasten
$N_{Gew,k}$:	vertikale Gewölbelaisten
$N_{SGM,k}$:	Sargmauerlasten
$N_{St,k}$:	vertikale Gewölbeschüttlasten
$N_{DW,k}$:	Dachlasten

$$\Sigma N_{,k} = N_{Pf,k} + N_{Gew,k} + N_{SGM,k} + N_{St,k} + N_{DW,k}$$

$$1915,3 = 1263,9 + 107,5 + 230 + 110,92 + 203$$

$$\Sigma N_{Ed} = \Sigma N_k \cdot \gamma_G$$

$$2585,66 \text{ kN} = 1915,3 \text{ kN} \cdot 1,35$$

2. Schritt: Ermittlung der horizontalen Lastkomponenten und Multiplikation mit den spezifischen Sicherheitsbeiwerten. Dazu zählen wie folgt:

$H_{\text{Gew},k}$:	horizontale Gewölbelasten
$H_{\text{St},k}$:	horizontale Gewölbeschüttlasten
$W_{\text{Dach},k}$	Winddrucklasten Dach
$W_{\text{DWand},k}$	Winddrucklasten Wand

$$H_{ED} = H_k * \gamma_G(\gamma_Q)$$

$$H_{\text{Gew},d}$$

$$40,93kN = 30,32kN * 1,35$$

$$H_{\text{Gew},d}$$

$$81,864kN = 60,64kN * 1,35$$

$$W_{\text{Dach},d}$$

$$127,95kN = 85,30kN * 1,50$$

$$W_{\text{DWand},d}$$

$$115,56kN = 77,04kN * 1,50$$

3. Schritt: Berechnung der Momenteinwirkung. Hier werden alle einwirkenden Kräfte mit dem Abstand zum Schwerpunkt des Strebepfeilerquerschnittes multipliziert. Der Drehpunkt für das Moment ist der Schwerpunkt des Strebepfeilers. Danach werden die Momentlasten mit den Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Zur besseren Übersicht sind ständigen von veränderlichen Lasten getrennt angeführt. Im Anschluss werden alle Momente summiert. Das Vorzeichen für die Ermittlung des Moments ist immer rechtsdrehend (im Uhrzeigersinn).

$$N_{\text{PF},d}: \text{kein Moment, da Krafteinfluss im Querschnittsmittelpunkt}$$

$$M_{\text{Gew},d}$$

$$83,48kNm = 61,84kNm * 1,35$$

$$M_{\text{SGM},d}$$

$$660,29kNm = 489,1kNm * 1,35$$

$M_{St,d}$:

$$274,59kNm = 203,4kNm * 1,35$$

$M_{DW,d}$:

$$157,55kNm = 116,7kNm * 1,35$$

$M_{Gew,d}$:

$$-1205,55kNm = -893kNm * 1,35$$

$M_{St,d}$:

$$-604,8kNm = -448kNm * 1,35$$

Die Bemessungswerte der horizontalen Windlastkomponenten werden mit dem Abstand von der Fuge 3 (Schwerachse) zur Mauerkrone bzw. mit der halben Wandhöhe multipliziert.

$M_{W,Dach,d}$

$$2368,36kNm = 127,95kN * 18,51m$$

$M_{W,Wand,d}$

$$1069,5kNm = 115,56kN * 9,255m$$

Summe der Momentlasten:

$$\Sigma M_{Ed} = 2803kNm$$

4. Schritt: Berechnung der Lastausmitte zufolge Lastexzentrizitäten im Querschnittsaufbau. Hier wird das Gesamtmoment durch die Summe aller vertikalen Kräfte dividiert. Die Lastausmitte dient zur Feststellung wo die resultierende Last im Querschnitt angreift. Auf Grund des großen Momentwertes, verursacht durch die enorme Winddruckbelastung, greift die resultierende Last im 2. Kern an. Somit wird nur eine Teilfläche des Gesamtquerschnittes für Bemessung der Spannungen herangezogen.

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

$$108,41cm = 1,084m = \frac{2803kNm}{2586kN}$$

5. Schritt: Berechnung der Spannungen zufolge Normallasten und Biegeeinwirkungen. Die Addition und Subtraktion der Normal- und Momentenspannungen ergeben die Maximal- bzw. Minimalspannungen. Die Biegespannungen werden durch das äußere und innere Widerstandsmoment dividiert und somit ergeben sich die zwei Spannungswerte σ_a und σ_i .

Normalspannung:

$$\sigma_{D,d} = \frac{N_{Ed}}{A_{Kw2}}$$

$$1337 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1,337 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{2586 \text{ kN}}{1,935 \text{ m}^2}$$

Biegespannung außen:

$$\sigma_{M_d, \text{außen}} = \frac{M_{Ed}}{W_{Kw2y,u}}$$

$$9008 \text{ kN} / \text{m}^2 = 9,008 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{2803 \text{ kNm}}{0,311 \text{ m}^3}$$

Biegespannung innen:

$$\sigma_{M_d, \text{innen}} = \frac{M_{Ed}}{W_{Kw2y,o}}$$

$$12333 \text{ kN} / \text{m}^2 = 12,333 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{2803 \text{ kNm}}{0,227 \text{ m}^3}$$

Addition der Normal- und Biegespannungen:

$$\sigma_1 = \frac{N_{Ed}}{A_{Kw2}} + \frac{M_{Ed}}{W_{Kw2y,u}}$$

$$10344 \text{ kN} / \text{m}^2 = 10,344 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{2586 \text{ kN}}{1,935 \text{ m}^2} + \frac{2803 \text{ kNm}}{0,311 \text{ m}^3}$$

Subtraktion der Normal- und Biegespannungen:

$$\sigma_2 = \frac{N_{Ed}}{A_{Kw2}} - \frac{M_{Ed}}{W_{Kw2y,o}}$$

$$-10997 \text{ kN} / \text{m}^2 = -10,997 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{2586 \text{ kN}}{1,935 \text{ m}^2} - \frac{2803 \text{ kNm}}{0,277 \text{ m}^3}$$

3. Lastfall 3

Der dritte Lastfall unterscheidet sich vom zweiten Lastfall durch die Annahme, dass die Mauerkrone die halben anstelle der vollen Winddachlasten aus der Dachfläche übernimmt.

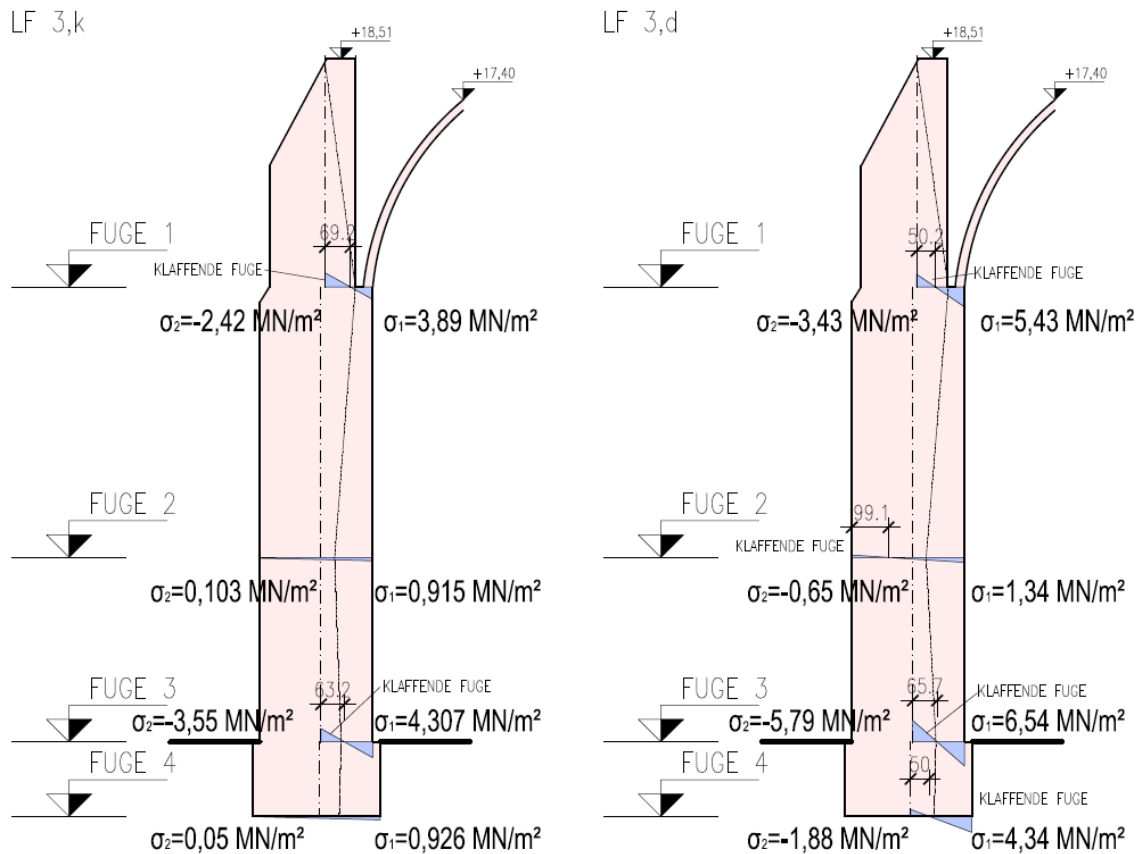


Abb. 49: Strebepeiler A5; Spannungsauswertung Lastfall 3, halbe Windlasten aus dem Dachbereich und Eigenlasten

Fuge	N	M	e	σ_D	σ_a	σ_i	σ_1	σ_2
	[kN]	[kNm]	[cm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	945	779	82	546	3339	2965	3885	-2418
2	1686	616	37	508	480	407	915	100
3	1915	1032	54	990	3317	4541	4307	-3551
4	2158	1187	55	439	486	393	926	47

Tab. 9: Strebepeiler A5, Spannungsauswertung 3. Lastfall (EG+Wind halb), charakteristisch

Fuge	N	M	e	σ_D	σ_a	σ_i	σ_1	σ_2
	[MN]	[MNm]	[cm]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
1	1,276	1,095	85,87	0,74	4,70	4,17	5,43	-3,43
2	2,307	0,833	36,117	0,69	0,65	0,55	1,34	-0,65
3	2,586	1,619	62,606	1,34	5,20	7,12	6,54	-5,79
4	2,913	1,864	63,995	1,09	3,25	2,97	4,34	-1,88

Tab. 10: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 3. Lastfall (EG+Wind halb), Bemessungswerte

4. Ergebnisbeurteilung

Die vertikalen Tragwiderstände der Pfeiler werden von den vertikalen Belastungen nicht übertroffen. Die in diesem Fall ungünstige Fuge 3 weist nach Gleichung Gl. (3.31) und für den ersten Lastfall, einen Widerstand von

$$N_{Rd} = \frac{\phi^* f_k^* A}{\gamma_M} \quad \text{Gl. (3.31)}$$

$$4,216 \text{ MN} / \text{m}^2 = \frac{3,22 * 7,869_k * 3,321}{2} \quad \text{Gl. (3.31)}$$

auf. Die vertikalen Einwirkungen betragen hier 2,586 MN/m² und die Auslastung beträgt somit 61,3%.

Vergleicht man allerdings die jeweiligen Bemessungsdruckspannungen σ_1 mit dem Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d , so liegen diese mehrfach über dem zulässigen Wert von 3,935 MN/m² und somit ist die Standsicherheit nur für den ersten Lastfall nachgewiesen.

5. Schubnachweis

Der Schubnachweis wird für den 2. Lastfall in der dritten Fuge durchgeführt. Zur Bemessung dient die Formel Gl. (3.4)

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_D \quad (3.4)$$

und bei Einfügen der Werte ergeben sich

$$0,635 \text{ MN} / \text{m}^2 = 0,1 + 0,4 * 1,337 \quad \text{Gl. (3.4)}$$

für die charakteristische Haftscherfestigkeit. Der überdrückte Querschnitt hängt von den vertikalen Beanspruchungen ab. Da infolge der ausmittigen Belastung nur eine Teilfläche des betrachteten Querschnittes durch Vertikallasten beansprucht wird, dient diese zugleich als Widerstandsfläche zur horizontalen Lastabtragung. In der Regel wird die Länge l_c bei großer Lastausmitte mit

$$l_c = 3 \cdot c \quad (3.55)$$

ermittelt, wobei c den Abstand zwischen der Lastresultierenden und dem belastenden Rand angibt. In diesem Fall beträgt der Abstand c 31,6 cm und ergibt $0,95m = 3 \cdot 0,316m$ Gl. (3.55)

für die überdrückte Länge. Nun kann die Schubtragfähigkeit V_{Rd} berechnet werden, und setzt sich aus

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M} \quad (3.56)$$

Zusammensetzen. Bei einer Breite von 84 cm erhält man einen Bemessungswert für die Schubtragfähigkeit von

$$0,253 MN = \frac{0,635 \cdot 0,84 \cdot 0,95}{2} \quad \text{Gl. (3.56).}$$

Dem gegenüber steht eine horizontale Bemessungslast, unter Berücksichtigung der Vorzeichen, von

$$H_{ED} = H_k \cdot \gamma_G(\gamma_Q)$$

$H_{\text{Gew,d}}$:

$$40,93 kN = 30,32 kN \cdot 1,35$$

$H_{\text{Gew,d}}$:

$$81,864 kN = 60,64 kN \cdot 1,35$$

$W_{\text{Dach,d}}$

$$127,95 kN = 85,30 kN \cdot 1,50$$

$W_{\text{Dwand,d}}$

$$115,56 kN = 77,04 kN \cdot 1,50$$

$$\sum H_{ED} = 0,121 MN = 120,7 kN = 115,56 + 127,95 - 81,864 - 40,93$$

Die Schubtragfähigkeit des Bestandes ist gewährleistet wenn die Bedingung

$$\frac{V_{ED}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad (3.57)$$

erfüllt ist. Für den zweiten Lastfall beträgt die Auslastung der maximalen Schubtragfähigkeit

$$\frac{0,121}{0,253} = 0,478 \leq 1 \quad \text{Gl. (3.57)}$$

etwa 48%.

Wird der Schubnachweis nach den Regeln der DIN 1053 Abschnitt 6 durchgeführt, muss die Bedingung

$$_{zul} \tau = \sigma_{OHS} + 0,2 * \sigma_{DM} \leq \max \tau \quad (3.37)$$

erfüllt sein.

Die abgeminderte Haftscherfestigkeit σ_{OHS} beträgt für die erste Mörtelgruppe 0,01 MN/m². Wird diese in die Gleichung Gl. (3.37) eingefügt und mit dem 0,2 fachen der Bemessungslast multipliziert, ergibt sich eine zulässige Schubtragfähigkeit von $0,28 \text{ MN} / \text{m}^2 = 0,01 + 0,2 * 1,337$ Gl. (3.37).

Die maximale Schubtragfähigkeit bemisst sich durch

$$\max \tau = 0,014 * \beta_{Nst} \quad \text{Gl. (3.39)}$$

und ergibt bei einer Steindruckfestigkeit von 57,5 MN/m²

$$0,805 \text{ MN} / \text{m}^2 = 0,014 * 57,5$$

und die Bedingung

$$_{zul} \tau = 0,28 \text{ MN} / \text{m}^2 \leq \max \tau = 0,805 \text{ MN} / \text{m}^2 \quad \text{Gl. (3.37)}$$

ist erfüllt. Die Schublast zufolge horizontaler Einwirkungen errechnet sich durch

$$\tau = c * \frac{V}{A} \quad \text{Gl. (3.38)}$$

und beträgt bei $c=1,5$, $V=0,121 \text{ MN/m}^2$ sowie $0,798 \text{ m}^2$ überdrückte Querschnittsfläche

$$0,227 \text{ MN} / \text{m}^2 = 1,5 * \frac{0,121}{0,798} \quad \text{Gl. (3.38)}$$

und ist daher im zulässigen Bereich, da die Bedingung

$$\frac{\tau_{\text{vorh}}}{\tau_{\text{zul}}} \leq 1 \quad (3.58)$$

erfüllt ist, wie die Auflösung der Gleichung

$$\frac{0,227}{0,28} = 0,811 \leq 1 \quad \text{Gl. (3.58)}$$

beweist.

Somit sind die Schubnachweise nach den Regeln der ONR 21996 und der DIN 1053 für die Fuge 3 erfüllt.

4.2.3. Mauerpfeiler B5

1. Lastfall 1

Die Querschnitte der Innenpfeiler werden durch das Eigengewicht sowie durch die Dach- und Gewölbelasten beansprucht. Die Windlasten werden zur Gänze über die äußeren Strebpfeiler abgeleitet. Die Innenpfeiler dienen in erster Linie zur Ableitung der Dachlasten und als Widerlager der Gewölbe. Daher sind Momentspannungen nicht zu erwarten, da die Lasten zumeist symmetrisch sind und daher ausgleichend wirken.

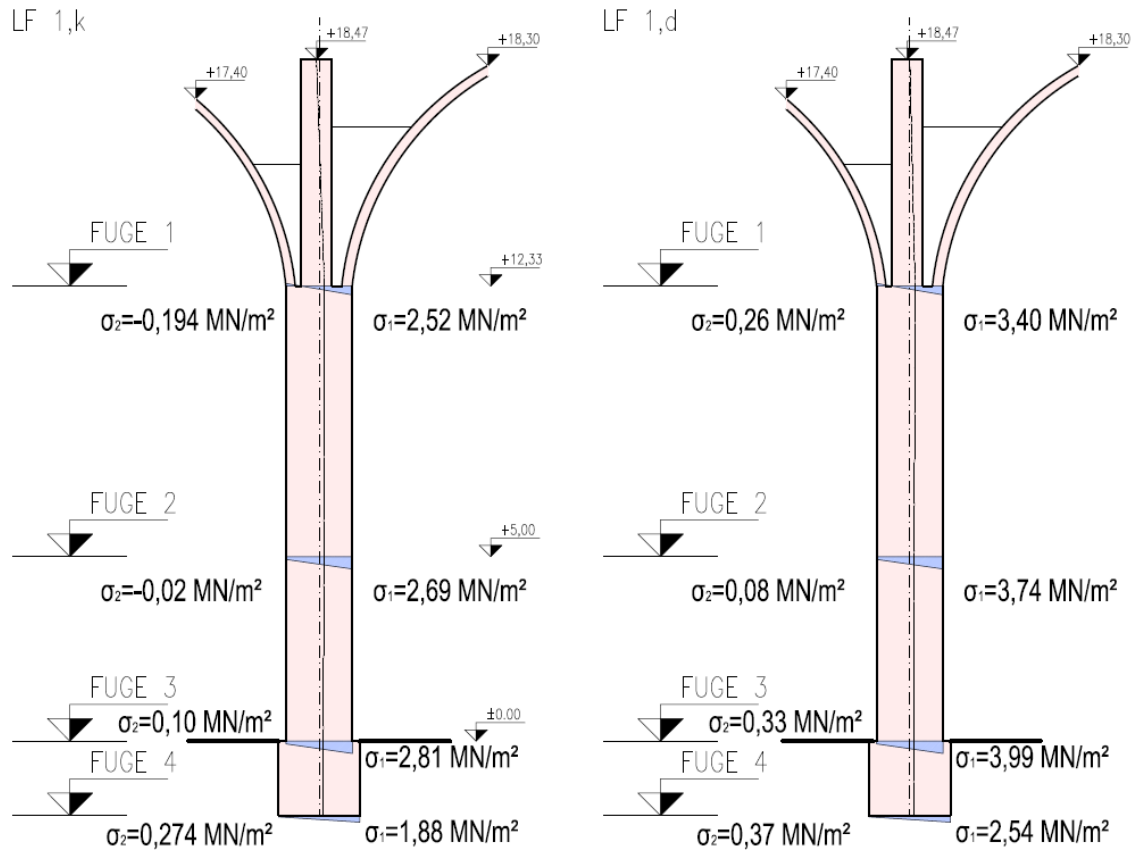


Abb. 50: Pfeiler B5; Spannungsauswertung Lastfall 1, Eigenlasten

Fuge	N [kN]	M [kNm]	e [cm]	σ_D [kN/m ²]	σ_M [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]
1	1282,4	185,2	14,4	1163,17	1357,19	2520,4	-194
2	1473,9	185,2	12,6	1336,90	1357,2	2694,1	-20,3
3	1604,6	185,2	11,5	1455,40	1357,2	2812,59	98,20
4	1684,52	185,16	10,99	1078,1	804,41	1882,51	273,68

Tab. 11: Mauerpfeiler B5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), charakteristisch

Wird der Pfeiler nach der gültigen Norm bemessen, so erfüllt dieser die Anforderungen. Durch die niedrigen Momenteinwirkungen bleibt die Resultierende innerhalb der ersten Kernzone.

Fuge	N [MN]	M [MNm]	e [cm]	σ_D [MN/m ²]	σ_M [MN/m ²]	σ_1 [MN/m ²]	σ_2 [MN/m ²]
1	1,732	0,250	14,430	1,571	1,832	3,403	-0,261
2	2,107	0,250	11,861	1,912	1,832	3,744	0,079
3	2,384	0,250	10,486	2,162	1,832	3,994	0,330
4	2,274	0,250	10,992	1,455	1,086	2,541	0,369

Tab. 12: Mauerpfeiler B5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), Bemessungswerte

2. Ergebnisbeurteilung

Die Randspannungen, mit einem Maximalwert von 3,994 MN/m² in der Fuge 3, übersteigen knapp die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks von 3,935 MN/m². Der Nachweis ist somit knapp nicht erfüllt.

4.2.4. Mauerpfeiler C5

1. Lastfall

Der 2. Mauerpfeiler weist im Gegensatz zum Pfeiler B5 ein höheres Moment infolge unterschiedlich hoher Lasteinwirkungen.

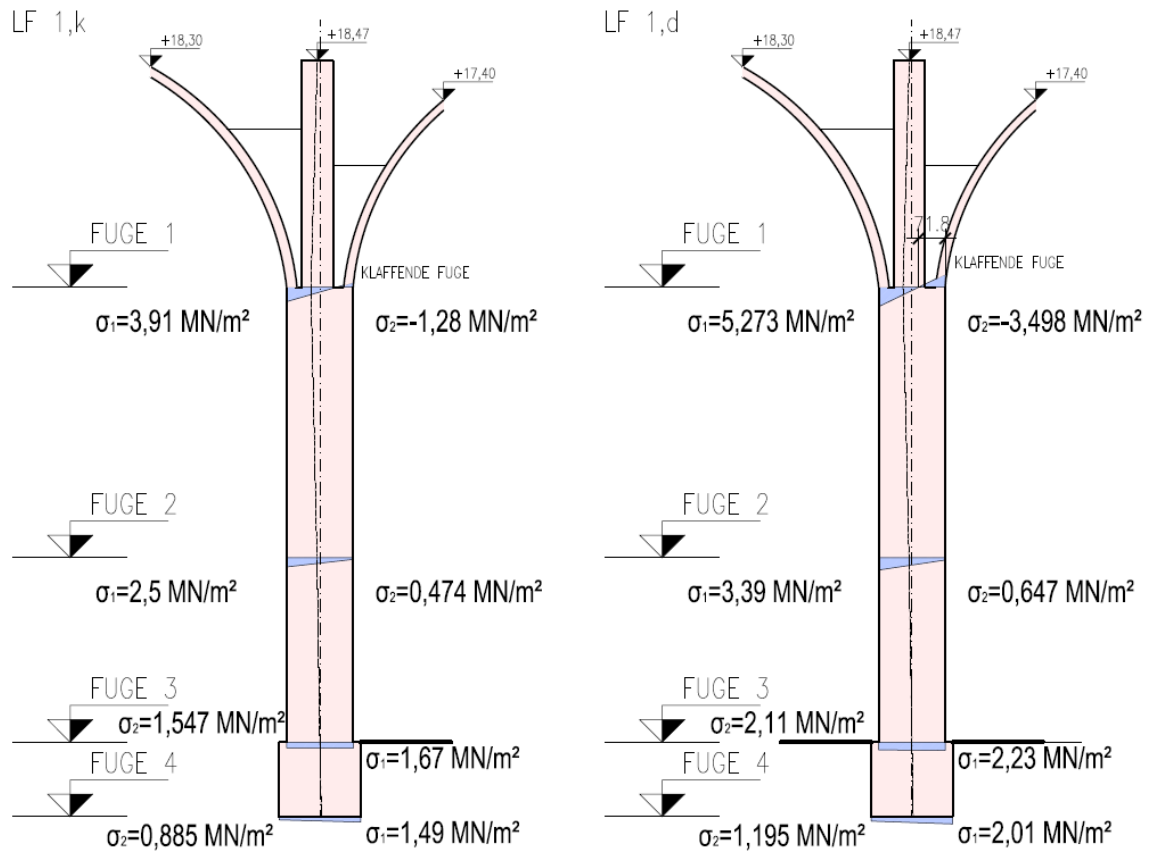


Abb. 51: Pfeiler C5, Spannungsauswertung Lastfall 1, Eigelasten

Fuge	N [kN]	M [kNm]	e [cm]	σ_D [kN/m ²]	σ_M [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]
1	1449,7	-353,5	-24,4	1314,9	2590,9	3905,8	-1276
2	1641,3	-138,5	-8,4	1488,7	1015	2503,7	473,63
3	1771,9	123,8	7,0	1607,1684	907,62512	2514,794	699,543
4	1851,85	69,02	3,727	1185,186	-299,85	1485,037	885,334

Tab. 13: Mauerpfeiler C5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), charakteristisch

Fuge	N [MN]	M [MNm]	e [cm]	σ_D [MN/m ²]	σ_M [MN/m ²]	σ_1 [MN/m ²]	σ_2 [MN/m ²]
1	1,957	-0,477	-24,381	1,775	3,498	5,273	-3,498
2	2,225	-0,187	-8,404	2,018	1,370	3,388	0,647
3	2,392	0,008	0,341	2,170	0,060	2,230	2,110
4	2,500	0,093	3,727	1,600	0,405	2,005	1,195

Tab. 14: Mauerpfeiler C5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), Bemessungswerte

2. Ergebnisbeurteilung

Die Randspannung von 5,273 MN/m² in der Fuge 1, übersteigt die zulässige Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks von 3,935 MN/m², da die ausmittige Lasteinwirkung eine konzentrierte Spannungsfläche nach sich zieht. Die unteren drei Fugen halten die zulässige Spannung ein.

4.2.5. Südlicher Strebepfeiler D5

1. Lastfall

Die Tabelle 15 zeigt die charakteristischen Ergebnisse für den ersten Lastfall. Bis auf Fuge 1 befindet sich die Drucklinie innerhalb der ersten Kernweite. Daher sind die Spannungen mit den Werten der dritten Kernweite berechnet.

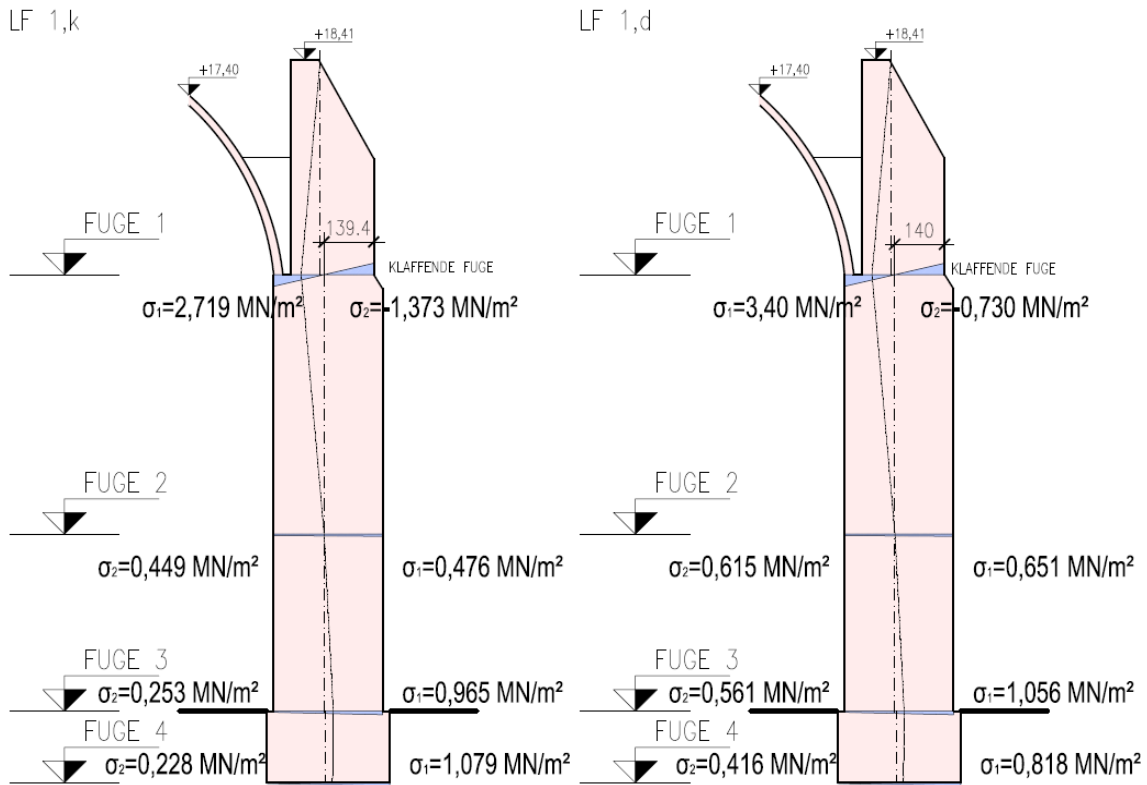


Abb. 52: Strebepfeiler D5; Spannungsauswertung Lastfall 1, Eigenlasten

Fuge	N [kN]	M [kNm]	e [cm]	σ _D [kN/m²]	σ _a [kN/m²]	σ _i [kN/m²]	σ ₁ [kN/m²]	σ ₂ [kN/m²]
1	970,5	-505,6	-53,0	551,45	2167,14	1924,2	2719	-1373
2	1530,6	18,8	1,2	460,95	14,68	12,46	475,63	448,49
3	1924,1	494,4	25,7	579,45	385,28	326,95	964,74	252,50
4	2166,79	401,98	18,55	802,14	276,41	574,05	1078,55	228,09

Tab. 15: Strebepfeiler D5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), charakteristisch

Fügt man die Teilsicherheitsbeiwerte nach ÖNORM EN 21996 hinzu, so befindet sich die Drucklinie ebenfalls nur in der ersten Fuge außerhalb der ersten Kernzone.

Fuge	N [MN]	M [MNm]	e [cm]	σ_D [MN/m ²]	σ_a [MN/m ²]	σ_i [kN/m ²]	σ_1 [MN/m ²]	σ_2 [MN/m ²]
1	1,288	-0,683	-53,016	1,061	2,338	1,791	3,400	-0,730
2	2,097	0,025	1,213	0,631	0,020	0,017	0,651	0,615
3	2,620	0,667	25,474	0,789	0,273	0,221	1,056	0,561
4	2,925	0,543	18,410	0,600	0,222	0,180	0,818	0,416

Tab. 16: Strebpfeiler D5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), Bemessungswerte

2. Lastfall

Die Ergebnisse der Bemessungen unter dem Einfluss des zweiten Lastfalles, sind vom Windsog gekennzeichnet. Die Drucklinie wandert vom ersten Kern zur Außenkante des Strebpfeilers. Ohne Einfluss von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe ist die Fuge 3 mit den Werten des dritten Kerns zu berechnen.

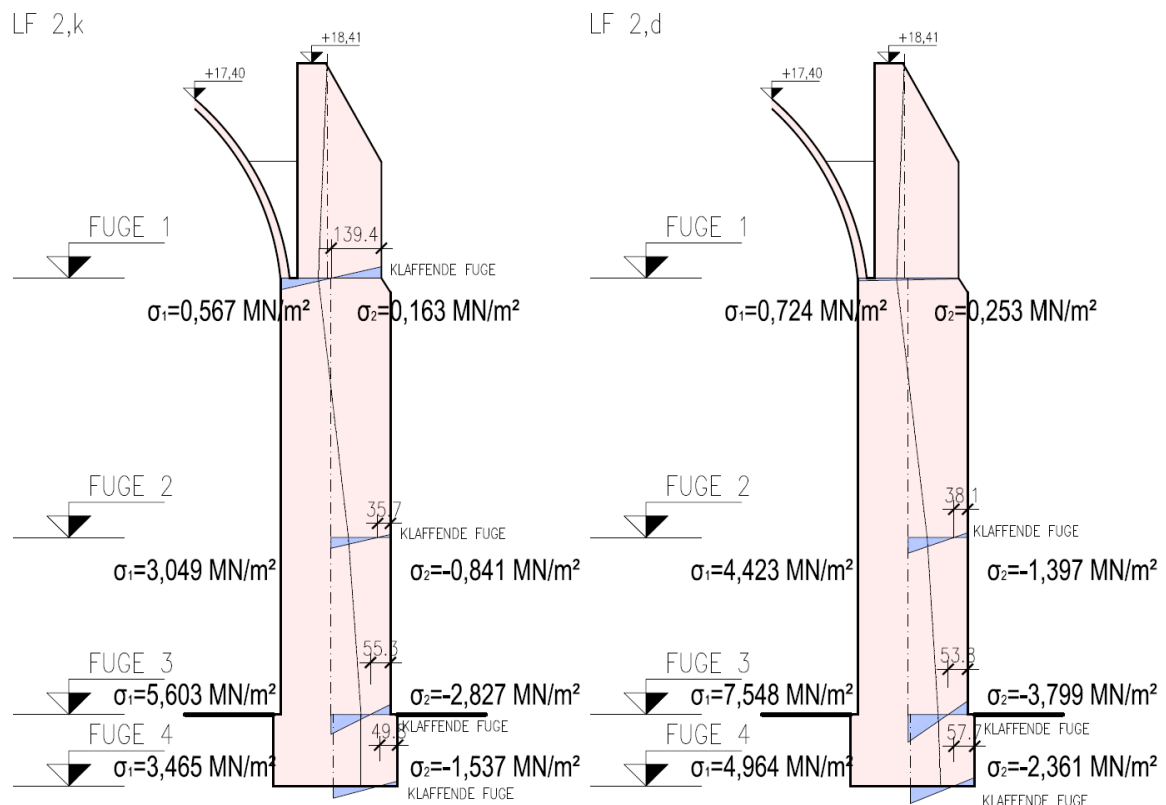


Abb. 53: Strebpfeiler D5; Spannungsauswertung Lastfall 2, volle Windlasten aus dem Dachbereich und Eigenlasten

Fuge	N	M	e	σ_D	σ_a	σ_i	σ_1	σ_2
	[kN]	[kNm]	[cm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	953,8	-236,3	-24,8	324,13	242,95	160,84	567,08	163,29
2	1530,6	741,2	48,4	1104,39	1944,99	1944,99	3049,38	-840,60
3	1924,1	1606,5	83,5	1388,22	4214,8	4214,8	5602,98	-2826,5
4	2166,79	1684,7	77,75	964,07	2501,26	2501,26	3465,34	-1537,2

Tab. 17: Strebpfeiler D5, Spannungsauswertung 2. Lastfall (EG+Wind voll), charakteristisch

Setzt man die Teilsicherheitsbeiwerte in den Berechnungen ein, so zeigt sich nur eine geringfügige Verschiebung von wenigen Zentimetern bei der Lastausmitte. Wie bei den Werten ohne Teilsicherheitsbeiwerte ist die Fuge 3 und zusätzlich die Fuge 4 mit dem dritten Kern zu bemessen. Demzufolge sind Spannungswerte erheblich höher als den oberen zwei Fugen.

Fuge	N	M	e	σ_D	σ_a	σ_i	σ_1	σ_2
	[MN]	[MNm]	[cm]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
1	1,288	-0,279	-21,64	0,438	0,286	0,184	0,724	0,253
2	2,119	1,109	52,329	1,529	2,910	2,910	4,439	-1,381
3	2,597	2,162	83,253	1,874	5,674	5,674	7,548	-3,799
4	2,925	2,467	84,326	1,301	3,662	3,662	4,964	-2,361

Tab. 18: Strebpfeiler D5, Spannungsauswertung 2. Lastfall (EG+Wind voll), Bemessungswerte

3. Lastfall

Der dritte Lastfall sieht eine Halbierung der Windlasten aus dem Dachbereich vor. Daher ist das auftretende Moment erheblich geringer. Zunächst veranschaulicht die Tabelle 19 die Ergebnisse bei gemäßigter Windbelastung.

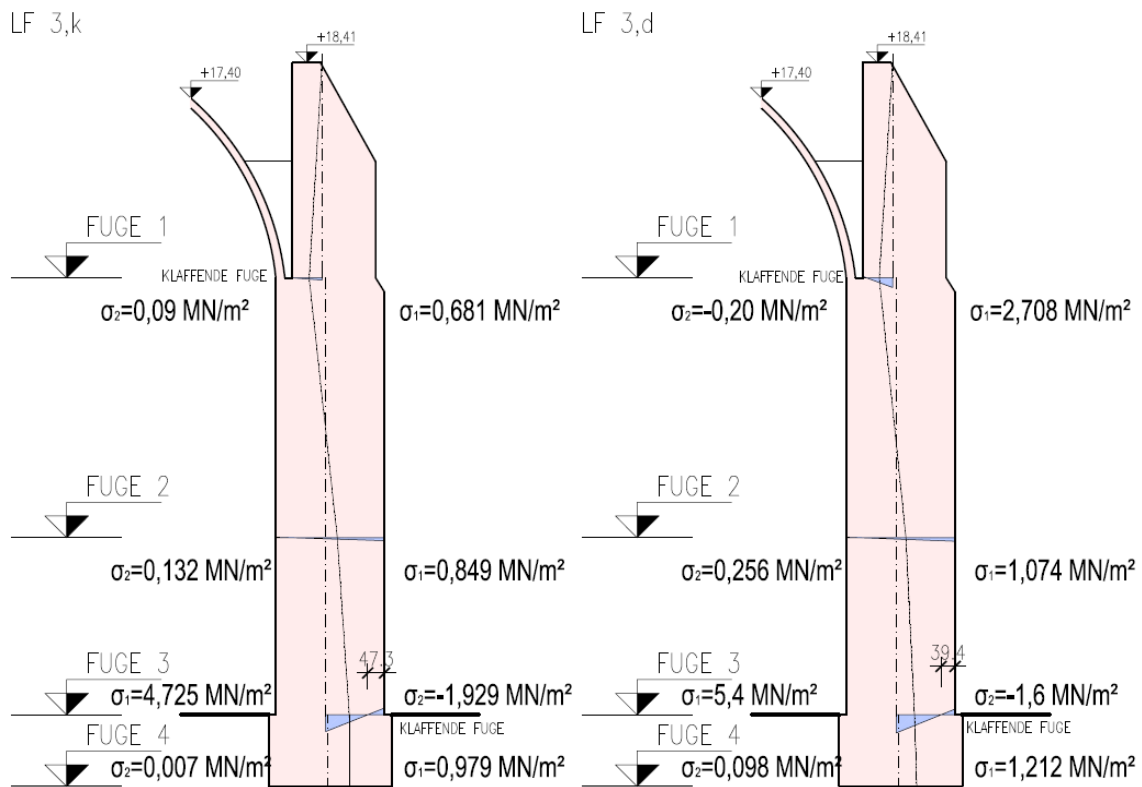


Abb. 54: Strebepfeiler A5; Spannungsauswertung Lastfall 3, halbe Windlasten aus dem Dachbereich und Eigenlasten

Fuge	N [kN]	M [kNm]	e [cm]	σ_D [kN/m²]	σ_a [kN/m²]	σ_i [kN/m²]	σ_1 [kN/m²]	σ_2 [kN/m²]
1	953,75	-346,83	-36,36	324,13	356,54	236,04	680,67	88,1
2	1530,59	497,54	32,51	460,95	387,732	329,03	848,69	131,93
3	1924,07	1271,9	66,10	1388,22	3337	3337	4725,2	-1949
4	2166,79	1313,37	60,614	441,08	537,99	434,45	979,07	6,63

Tab. 19: Strebepfeiler D5, Spannungsauswertung 3 Lastfall (EG+Wind halb), charakteristisch

Im Vergleich zum zweiten Lastfall ist eine deutlich günstigere Spannungsverteilung erkennbar. Die Verringerung der Momentenkräfte erlaubt eine Lastverteilung über den gesamten Strebepfeilerquerschnitt, da die Drucklinie innerhalb des ersten Kerns verläuft.

Fuge	N	M	e	σ_D	σ_a	σ_i	σ_1	σ_2
	[MN]	[MNm]	[cm]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
1	1,288	-0,48	-37,33	1,061	1,646	1,261	2,708	-0,200
2	2,10	0,57	27,053	0,631	0,442	0,375	1,074	0,256
3	2,60	1,33	51,143	1,874	3,5	3,5	5,4	-1,6
4	2,93	1,51	51,44	0,595	0,616	0,498	1,212	0,098

Tab. 20: Strebebfeiler D5, Spannungsauswertung 3. Lastfall (EG+Wind halb), Bemessungswerte

4. Ergebnisbeurteilung

Die vertikalen Tragwiderstände der Pfeiler werden, wie bei Strebebfeiler A5, von den vertikalen Belastungen nicht übertroffen.

Zwar liegen die Bemessungsdruckspannungen σ_1 unter jenen Werten des Strebebfeilers A5, allerdings kann der Nachweis nur bedingt für den dritten Lastfall erbracht werden, da die dritte Fuge eine überhöhte Randspannung aufweist. Die Spannungen des zweiten Lastfalles liegen zur Gänze über der maximal erlaubten Mauerwerksdruckspannung.

5. Schubnachweis

Der Schubnachweis wird, analog zum Strebebfeiler A5 für den zweiten Lastfall in der dritten Fuge durchgeführt. Zur Bemessung dient die Formel Gl. (3.4)

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_D \quad (3.4)$$

und ergeben

$$0,850 \text{ MN} / \text{m}^2 = 0,1 + 0,4 \cdot 1,874 \quad \text{Gl. (3.4)}$$

für die charakteristische Haftscherfestigkeit. Die überdrückte Querschnittsfläche wird in diesem Fall nicht mit

$$l_c = 3 \cdot c \quad \text{Gl. (3.55)}$$

ermittelt. Die tatsächliche Druckspannungslänge beträgt, nach Anwendung des Strahlensatzes, 1,097m. Die Vorgangsweise lautet:

$$l_c = \sigma_1 * \left(\frac{z_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)} \right) \quad (3.58).$$

Die Schubtragfähigkeit beträgt demnach:

$$0,39 \text{ MN} = \frac{0,850 * 0,84 * 1,097}{2} \quad \text{Gl. (3.56)}.$$

Dem gegenüber steht eine horizontale Bemessungslast, unter Berücksichtigung der Vorzeichen, von

$$H_{ED} = H_k * \gamma_G(\gamma_Q)$$

$H_{St,d}$:

$$42,66 \text{ kN} = 31,60 \text{ kN} * 1,35$$

$H_{Gew,d}$:

$$85,752 \text{ kN} = 63,52 \text{ kN} * 1,35$$

$W_{SDach,d}$

$$54,525 \text{ kN} = 36,25 \text{ kN} * 1,50$$

$W_{SWand,d}$

$$72,18 \text{ kN} = 48,12 \text{ kN} * 1,50$$

$$\sum H_{ED} = 0,255 \text{ MN} = 255,12 \text{ kN} = 42,66 + 85,752 + 54,525 + 72,18$$

Die Schubtragfähigkeit des Bestandes ist gewährleistet wenn die Bedingung

$$\frac{V_{ED}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad (3.57)$$

erfüllt ist. Für den zweiten Lastfall beträgt die Auslastung der maximalen Schubtragfähigkeit

$$\frac{0,255}{0,39} = 0,654 \leq 1 \quad \text{Gl. (3.57)}$$

etwa 65%.

Wird der Schubnachweis nach den Regeln der DIN 1053 Abschnitt 6 durchgeführt, muss die Bedingung

$$_{zul} \tau = \sigma_{OHS} + 0,2 * \sigma_{DM} \leq \max \tau \quad (3.37)$$

erfüllt sein.

Die abgeminderte Haftscherfestigkeit σ_{OHS} beträgt für die erste Mörtelgruppe 0,01 MN/m². Wird diese in die Gleichung Gl. (3.37) eingefügt und mit dem 0,2 fachen der Bemessungslast multipliziert, ergibt sich eine zulässige Schubtragfähigkeit von $0,385 \text{ MN} / \text{m}^2 = 0,01 + 0,2 * 1,874$ Gl. (3.37).

Die maximale Schubtragfähigkeit bemisst sich durch

$$\max \tau = 0,014 * \beta_{Nst} \quad \text{Gl. (3.39)}$$

und ergibt bei einer Steindruckfestigkeit von 57,5 MN/m²

$$0,805 \text{ MN} / \text{m}^2 = 0,014 * 57,5$$

und die Bedingung

$$_{zul} \tau = 0,385 \text{ MN} / \text{m}^2 \leq \max \tau = 0,805 \text{ MN} / \text{m}^2 \quad \text{Gl. (3.37)}$$

ist erfüllt. Die Schublast zufolge horizontaler Einwirkungen errechnet sich durch

$$\tau = c * \frac{V}{A} \quad \text{Gl. (3.38)}$$

und beträgt bei $c=1,5$, $V=0,255 \text{ MN/m}^2$ sowie $0,92 \text{ m}^2$ überdrückte Querschnittfläche

$$0,416 \text{ MN} / \text{m}^2 = 1,5 * \frac{0,255}{0,92} \quad \text{Gl. (3.38)}$$

und ist somit im unzulässigen Bereich, da die Bedingung

$$\frac{_{vorh} \tau}{_{zul} \tau} \leq 1 \quad (3.58)$$

nicht erfüllt ist, wie die Auflösung

$$\frac{0,416}{0,385} = 1,079 \geq 1 \quad \text{Gl. (3.58)}$$

beweist.

Der Schubnachweis nach den Regeln der ONR 21996 ist mit einer 65% Auslastung erfüllt, und bietet noch Kapazität an Sicherheitsreserven.

Nach der DIN 1053 ist die zulässige Schubbeanspruchung überschritten. Die großen Sicherheiten die in der deutschen Bemessungsnorm integriert sind, erlauben bei erhöhter Horizontalkraftbeanspruchung zufolge Windsoglasten, keine ausreichende Sicherheitsreserven.

4.2.6. Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse

Die vergleichenden Untersuchungen ermöglichen einen Einblick, wie massiv die Windbelastung die Spannungen in den Querschnitten der äußeren Strebepfeiler, erhöht.

Der erste Lastfall bringt für die bestehende Substanz, inklusive der Einbeziehung der Teilsicherheitsbeiwerte nach ÖNORM EN 21996, keine erhöhten bzw. gefährlichen Spannungszustände mit sich. Lediglich in der ersten Fuge entsteht eine klaffende Fuge, wird aber in den unteren Fugen durch die Eigenmasse der Strebepfeiler kompensiert.

Die inneren Pfeiler sind durch die zweiseitige Gewölbebelastungen gleichmäßig belastet, wenn auch die Spannung zum mittleren Joch hin stärker ausgeprägt ist, da die Spannweite eine größere Last mit sich bringt. Dadurch entsteht in der ersten Untersuchungsfuge des Pfeilers C5 eine klaffende Fuge. Allerdings heben sie sich in den unteren Bereichen wieder auf.

Bei Aufnahme der gesamten auftretenden Windbelastung entstehen erheblich größere Spannungszustände. Bei Winddruckbelastung können die Lasten nur vom zweiten Kern übernommen werden, was zu einer wesentlichen Steigerung der Spannung führt. Die zulässigen Spannungswerte des Mauerwerks werden speziell in der Fuge 3, also an der Geländeoberkante, überschritten. Im untersten Fugenbereich ist die Spannung wieder geringer, da die Fundamentquerschnitte größer ausgeführt sind.

Die Windsogbelastung beim Südpfeiler bewirkt keine erhebliche Spannungsauslastung, obwohl die Lastresultierende im dritten Kern angreift.

Bei gemäßigtem Wind reduzieren sich die Spannungen im Allgemeinen unter jenen Werten der maximal zulässigen Spannung. Sie können, wie das Spannungsbild beim Südpfeiler beweist, die Randspannungen ausgleichen, da der Windsog gegen die Gewölbelasten wirkt.

4.3. Statische Berechnung Gewölbe Achse 5

Die Tabellen beinhalten die Schnittgrößen der Normal- und Querkkräfte, sowie die Momentlasten. Die daraus resultierenden Lastexzentrizitäten sind ebenfalls angeführt. Die Spannungen zufolge Normalkraft- und Momentlastbeanspruchung sind auf ein Drittel des Höhenquerschnittes bezogen.

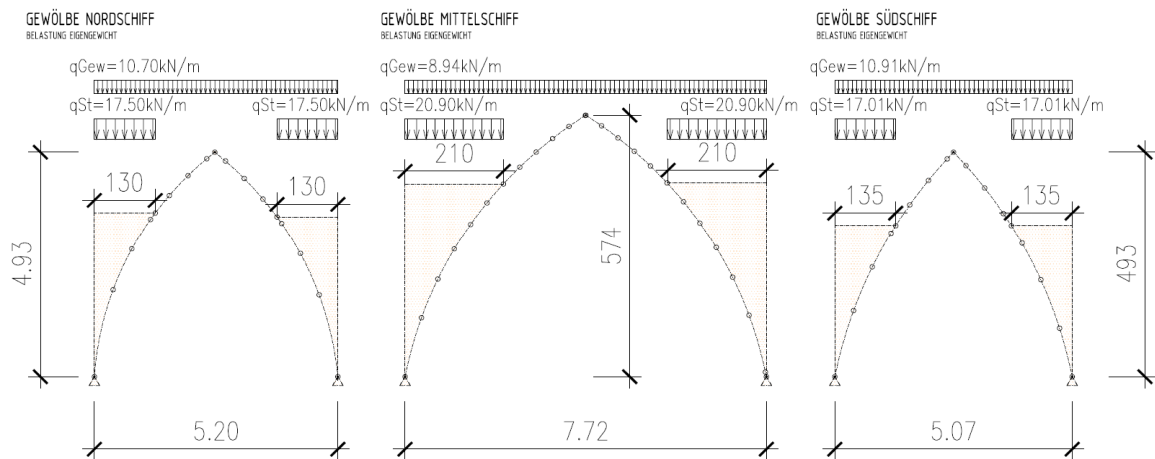


Abb. 55: Gewölbe Langhaus, statisches System und Belastungen

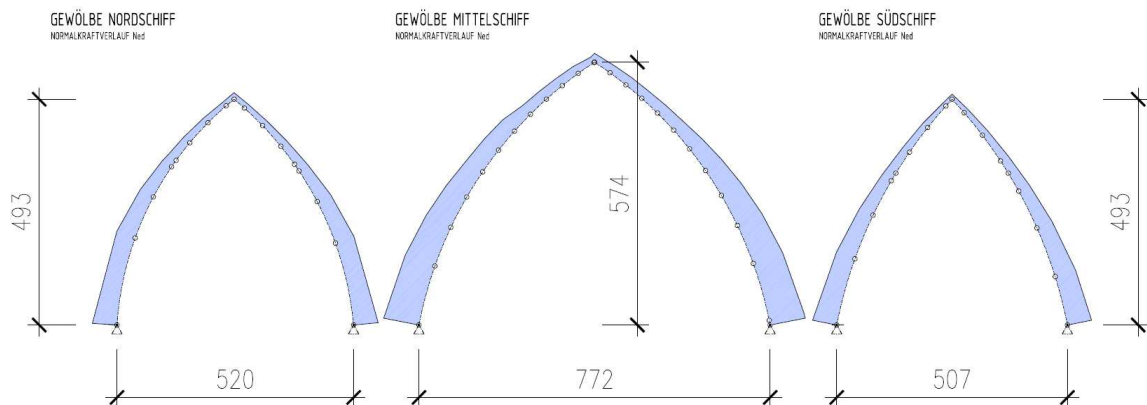


Abb. 56: Gewölbe Langhaus, Normalkraftspannung

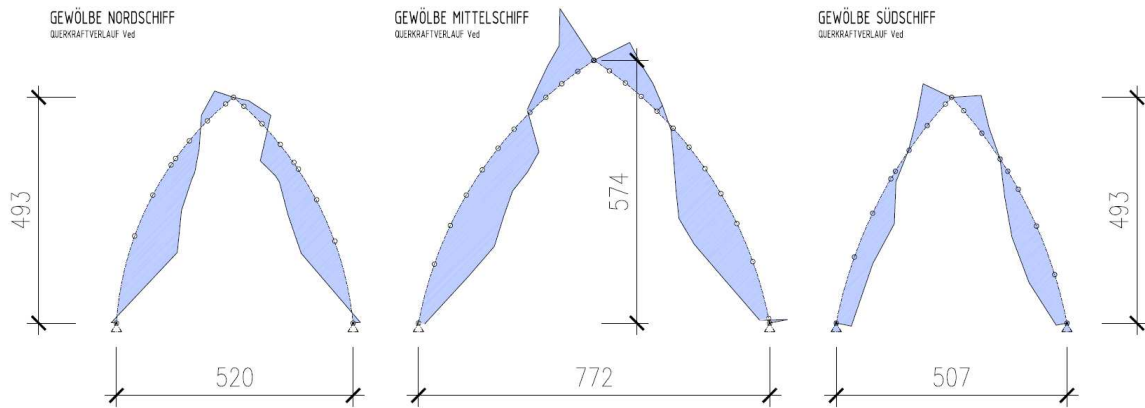


Abb. 57: Gewölbe Langhaus, Querkraftspannung

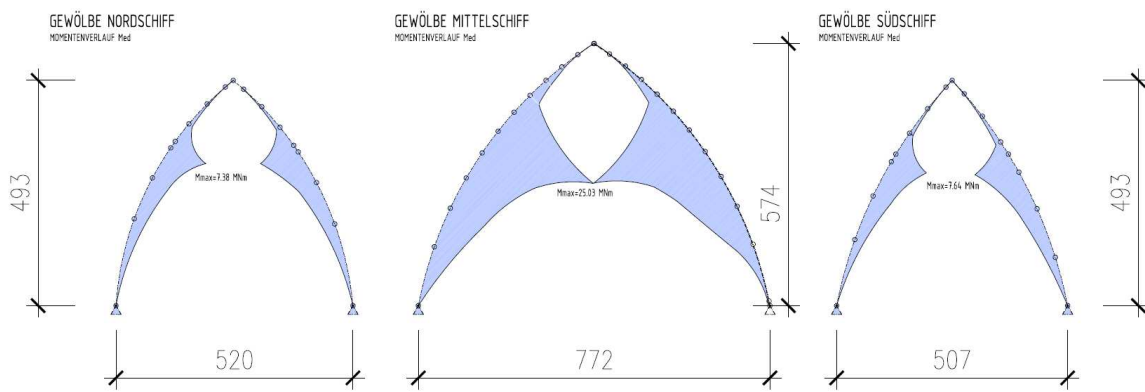


Abb. 58: Gewölbe Langhaus, Momentenspannung

4.3.1. Gewölbe über Nordschiff

X [m]	Y [m]	Φ [°]	N _{ED} [kN]	V _{ED} [kN]	M _{ED} [MN/m]	e [cm]	σ_1 [MN/m ²]	σ_2 [MN/m ²]
0,00	0,0	79,2	-54,1	-1,153	0,00	0,0	-0,69	-0,69
0,40	2,1	61,9	-42,7	10,025	2,44	-6,4	1,89	-2,99
0,80	2,9	58,4	-33,1	7,136	3,87	-13,2	3,45	-4,29
1,20	3,5	60,9	-24,2	0,557	6,35	-29,6	6,04	-6,66
1,30	3,7	46,8	-21,4	4,632	7,38	-38,9	7,11	-7,66
1,60	4,0	45,0	-18,2	2,256	0,87	-5,4	0,64	-1,11
2,00	4,4	45,0	-14,1	-1,828	0,31	-2,5	0,13	-0,49
2,40	4,8	33,0	-11,0	-3,709	0,03	-0,4	-0,11	-0,18

2,60	4,9	0,0	-11,2	0,000	0,00	0,0	-0,14	-0,14
2,80	4,9	8,5	-11,6	1,187	0,03	-0,3	-0,11	-0,18
3,20	4,5	48,4	-13,9	-2,652	0,31	-2,5	0,14	-0,49
3,60	4,2	34,0	-17,4	5,675	0,87	-5,7	0,65	-1,10
3,90	3,7	45,8	-21,3	5,020	7,38	-39,0	7,11	-7,65
4,00	3,7	50,2	-23,6	5,056	6,35	-30,3	6,05	-6,66
4,40	3,1	58,4	-33,1	7,136	3,87	-13,2	3,45	-4,29
4,80	2,2	64,8	-43,2	7,874	2,44	-6,4	1,89	-2,99
5,20	0,0	79,7	-54,1	-1,606	0,00	0,0	-0,69	-0,69

Tab. 21: Nördliches Seitenschiffgewölbe, Spannungsauswertung, Bemessungswerte

4.3.2. Gewölbe über Mittelschiff

X	Y	Φ	N_{ED}	V_{ED}	M_{ED}	e	σ₁	σ₂
[m]	[m]	[°]	[kN]	[kN]	[MN/m]	[cm]	[MN/m²]	[MN/m²]
0,00	0,00	74,8	-78,6	1,351	0,00	0,0	-1,01	-1,01
0,35	1,29	67,4	-69,3	7,994	5,24	-7,6	5,39	-7,17
0,70	2,13	62,1	-60,2	10,091	8,52	-14,2	9,44	-10,98
1,05	2,79	58,0	-51,5	9,479	10,99	-21,3	12,50	-13,82
1,40	3,35	53,3	-43,3	8,170	13,79	-31,9	15,97	-17,08
1,75	3,82	49,5	-39,4	8,285	18,09	-45,9	21,17	-22,18
2,10	4,23	46,6	-35,9	7,379	25,03	-69,8	29,53	-30,45
2,45	4,60	43,3	-25,7	-0,842	2,74	-10,7	2,96	-3,62
2,80	4,93	40,6	-23,0	-2,832	1,53	-6,7	1,54	-2,13
3,15	5,23	37,6	-20,5	-4,990	0,66	-3,2	0,53	-1,05
3,50	5,50	33,3	-18,5	-6,956	0,13	-0,7	-0,08	-0,39
3,85	5,73	45,0	-13,7	-13,547	-0,06	0,5	-0,25	-0,10

3,86	5,74	0,0	-19,3	0,000	0,00	0,0	-0,25	-0,25
4,20	5,51	34,1	-18,1	-7,637	0,09	-0,5	-0,13	-0,33
4,55	5,24	37,6	-20,2	-5,404	0,57	-2,8	0,43	-0,95
4,90	4,95	39,6	-21,8	-3,948	1,40	-6,4	1,40	-1,96
5,25	4,62	43,3	-24,9	-1,741	2,57	-10,3	2,76	-3,40
5,60	4,26	45,8	-28,3	0,621	25,01	-88,4	29,60	-30,33
5,95	3,84	50,2	-35,3	4,320	17,98	-50,9	21,09	-21,99
6,30	3,37	53,3	-42,8	7,858	13,64	-31,8	15,79	-16,89
6,65	2,83	57,1	-50,9	10,042	10,83	-21,3	12,32	-13,63
7,00	2,18	61,7	-59,7	10,224	8,41	-14,1	9,31	-10,84
7,35	1,34	67,4	-68,8	7,793	3,96	-5,8	3,86	-5,63
7,70	0,10	74,2	-78,1	2,007	0,11	-0,1	-0,87	-1,13
7,72	0,00	78,7	-78,5	-3,957	0,00	0,0	-1,01	-1,01

Tab. 22: Mittelschiffgewölbe, Spannungsauswertung, Bemessungswerte

4.3.3. Gewölbe über Südschiff

X	Y	Φ	N_{ED}	V_{ED}	M_{ED}	e	σ₁	σ₂
[m]	[m]	[°]	[kN]	[kN]	[MN/m]	[cm]	[MN/m²]	[MN/m²]
0,00	0,00	74,6	-53,9	3,4	0,00	0,0	-0,69	-0,69
0,40	1,45	67,2	-43,3	6,3	2,40	-6,2	1,85	-2,94
0,80	2,40	61,9	-33,3	5,3	3,77	-12,8	3,35	-4,19
1,20	3,15	59,5	-24,0	1,3	6,06	-28,4	5,75	-6,37
1,30	3,32	56,9	-21,7	1,0	7,00	-36,3	6,73	-7,27
1,60	3,78	53,0	-18,1	-0,1	0,84	-5,2	0,61	-1,07
2,00	4,31	49,6	-13,6	-2,9	0,28	-2,3	0,10	-0,45
2,40	4,78	48,0	-9,3	-6,5	0,02	-0,2	-0,08	-0,12

2,54	4,93	0,0	-11,0	0,6	0,00	0,0	-0,14	-0,14
2,80	4,64	47,6	-10,7	-5,1	0,07	-0,7	-0,07	-0,21
3,20	4,15	50,8	-15,0	-2,0	0,43	-3,2	0,23	-0,62
3,60	3,58	54,9	-19,6	0,3	1,09	-6,3	0,84	-1,34
3,77	3,32	55,5	-21,7	1,5	7,64	-39,6	7,37	-7,91
4,00	2,92	58,8	-26,9	3,4	5,84	-24,5	5,52	-6,17
4,40	2,12	63,4	-36,5	5,9	3,61	-11,1	3,15	-4,07
4,80	1,06	69,3	-46,7	5,9	1,87	-4,5	1,28	-2,46
5,07	0,00	75,7	-53,9	2,4	0,00	0,0	-0,69	-0,69

Tab. 23: Südliches Seitenschiffgewölbe, Spannungsauswertung, Bemessungswerte

Ergebnisbeurteilung

Auf Grund der hohen Momentlasten, die speziell an den Schnittpunkten der Schüttungen zur Gewölbeschale entstehen, erhöht sich die Randspannungen um ein Vielfaches. Die Mauerdruckfestigkeit f_d der Gewölbeschale beträgt bei allen drei Gewölbejoche $1,07 \text{ MN/m}^2$. Die Belastung zufolge der Hinterfüllung führt zu gravierende Spannungsergebnisse die speziell beim Mittelschiffsgewölbe deutlich erkennbar sind.

Der Tragfähigkeitsnachweis für die Grenzwerte ist daher nicht erfüllt. Allerdings dürfte sich das Ergebnis nach einer genauen Bestandsanalyse der Materialien deutlich verbessern.

Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse

Die Untersuchungen der Langhausgewölbe zeigen ein eher verhaltenes Bild. Auf Grund der Tatsache, dass kaum, bzw. keine exakten Kenntnisse über das Materialverhalten der Gewölbe vorhanden sind, können nur die Mindeststandards für die Bemessung angesetzt werden. Demzufolge sind die zulässigen Spannungen im Drittelbereich der Querschnittshöhe mehrfach überhöht, und erlauben theoretisch keine wirksame Horizontallastübertragung.

Die Schüttungen in den Gewölbezwickel führen zu einer starken Ausprägung der Momentbelastungen die sich in Form einer punktuell großen Lastausmitte abzeichnet.

5. Resümee

Die Bemessung des Bestandes unter Anwendung der aktuellen Normenlandschaft erteilt darüber Auskunft, wie hoch die vorhandenen Sicherheiten eines mittelalterlichen Kirchengebäudes sind. Nach einer umfassenden Tragwerksanalyse, konnten die relevanten lastabtragenden Bauteile für die Bemessung modelliert werden.

Nach Erstellung der statisch-konstruktiven Tragwerksstudie, konnten im Anschluss die Querschnitte der Bauelemente modelliert werden. Für die Gesamtstabilität sind die Pfeiler und Gewölbe, in horizontaler und vertikaler Richtung, ausschlaggebend. Für die Nachweisführung sind Bemessungskombinationen nach den aktuellen Normen verwendet worden.

Bezüglich der Strebepfeiler, deren Funktion als äußere Widerlager des Gesamtquerschnitts zu betrachten ist, kann festgehalten werden, dass nach Bemessung der ONR 21996 die Spannungen beim Lastfall Eigenlasten (LF 1), unter dem Wert des Grenzzustandes sind. Dies ist vor allem auf die geringe Lastausmitte zurückzuführen.

Die Spannungswerte der Mauerpfeiler im Inneren der Kirche sind ebenfalls unter, bzw. drüber am Grenzzustand der Tragfähigkeit, und somit sind die Vorgaben für die Standsicherheit größtenteils erfüllt.

Beim zweiten Lastfall (LF 2) wird die Aufnahme der vollen Windlast über die gesamte Bauwerkshöhe simuliert. Setzt man die volle Windlast aus dem Dachbereich an die Mauerkrone des Strebepfeilers an, so erhöhen sich Spannungen schlagartig.

Insbesondere die Winddruckbelastungen führen zu einer erheblichen Momentvergrößerung und drängen die Lastresultierende an den Querschnitttrand. Auf Grund des kleineren Flächenquerschnitts für die Lastabtragung, liegen die Spannungswerte über dem zulässigen Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit und die Tragfähigkeit ist nicht gewährleistet.

Beim dritten Lastfall (LF 3) sind die Spannungen geringer, jedoch weisen punktuell die einzelne Fugenquerschnitte nicht zulässige Spannungsergebnisse auf. Die Windsogbelastung begünstigt das Tragwerksverhalten des Strebepfeilers, da die Windbelastung ausgleichend zu den Gewölbelasten wirkt. Dennoch entstehen auch bei gemäßigttem Wind nicht zulässige Spannungen.

Betrachtet man die Schnittkrafteergebnisse des Gewölbemauerwerks, kann beobachtet werden, dass die Hinterfüllung der Gewölbezwickel mit Schutt, eine enorme Querschnittsspannung mit sich bringt. Auffällig ist, dass die höchsten Spannungen an der Oberkante der Schüttung zu finden sind. Da nur unzureichende Kenntnisse über das Gewölbemauerwerk vorhanden sind, konnten nur Minimalwerte für das Material angenommen werden. Es darf davon ausgegangen werden, dass die extrem überhöhten Spannungen nach einer Bemessung mit den tatsächlichen Materialwerten, gesenkt werden können. In den Querschnittsbereichen ohne Schüttung liegen die Spannungswerte im zulässigen Bereich.

Gemäß den Ergebnissen der Untersuchungen wurde die Kirche nahe den Grenzwerten errichtet. Die Abstände und Dimensionierung der Bauelemente können als ausreichend betrachtet werden. Allerdings sind die Sicherheitskapazitäten der Bausubstanz gegenüber Windbelastungen sehr gering, bzw. nicht genügend. Die Folgen sind das Auftreten von Risserscheinungen und Verformungen, speziell in den Bereichen der Gewölbewiderlager und der Pfeilerkronen.

Die Bemessungsergebnisse zeigen deutlich überhöhte Spannungszustände auf, die unter Windlasten eine Überforderung des Baugefüges darstellen.

Um die Standsicherheit im Sinne der Eurocodes, bzw. der ÖNORMEN EN 1991 und ONR 21996, gewährleisten zu können, bedarf es Verstärkungsmaßnahmen an den Strebepfeilern und Gewölben.

Beispielsweise kann durch das Einbringen von organischem Injektionsgut, wie etwa Epoxidharze, oder mineralische Bindemittel wie Zementmörtel, in das bestehende Mauerwerk, kann eine Erhöhung der Tragfähigkeit erreicht werden.⁴² Ziel bei derartigen Unternehmungen ist die Verfestigung des Materials, und die gleichzeitige Steigerung des Tragwiderstandes. Allerdings sind Eingriffe in die Bestandsstruktur immer auf Materialverträglichkeit zu untersuchen. Das Erscheinungsbild und der historische Charakter bei Denkmälern sollte durch Verstärkungsmaßnahmen nicht beeinflusst werden.^{43 44}

Die Gewölbeverstärkung durch das Aufbringen einer Betonschale an der Gewölbeoberfläche ist eine bekannte und verbreitete Sicherungsmaßnahme.⁴⁵ Zwar dient die Methode vor allem zur Nutzlaststeigerung, kann aber auch alternativ zur Erhöhung der Eigenstabilität der Gewölbeschale angewendet werden.

⁴² Vgl. Pech, Anton: Neue Erkenntnisse auf dem Gebiet Mauerwerksverfestigung und Mauerwerksabdichtung mittels organischer Injektionsmittel . Wien, FH Campus Wien, Skriptum. SS 2012

⁴³ Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 56

⁴⁴ Vgl. ICOMOS: Charta von Venedig. Internationale Charta über die Konservierung und Restaurierung von Denkmälern und Ensembles. 1964. Artikel 9 und 10

⁴⁵ Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 70

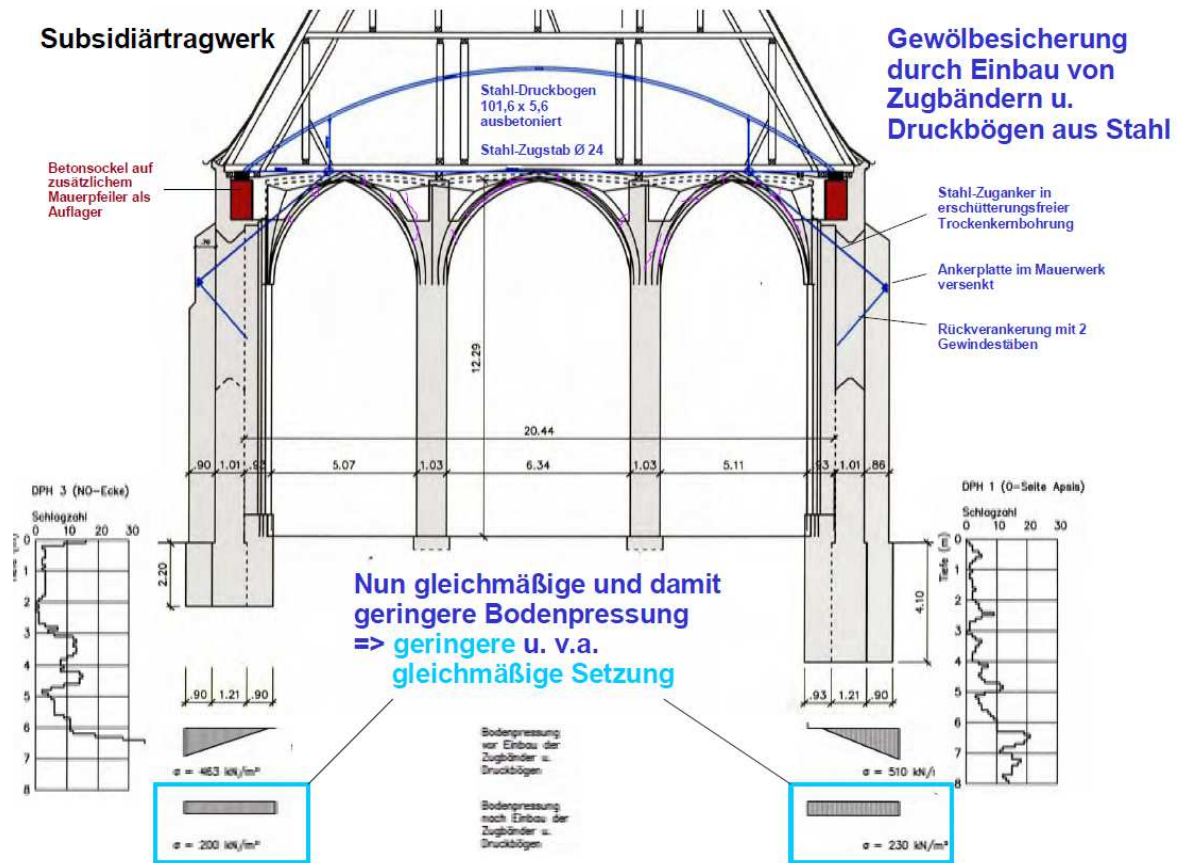


Abb. 59: Schrobenshausen, Stadtpfarrkirche, Sicherung der Tragstruktur durch Subsidiärtragwerk

Durch objektspezifische Subsidiärtragwerke kann bei weniger intensiven Eingriffen in die Bestandssubstanz, die Standsicherheit erhöht werden.⁴⁶

Die Anwendung der aktuell gültigen Normen für statische Nachbemessungen bei historischen Gebäudeobjekten, bietet die Möglichkeit, Schwächen im Tragwerk zu erkennen. Die Sicherheiten, die mit den Normen einhergehen, sind für die Bemessung derartige Objekte durchaus tauglich. Allerdings sind entsprechende Adaptierungen in der Nachweisführung angebracht, um ein scheinbares Tragwerksversagen aus rechnerischer Sicht zu vermeiden.

⁴⁶ Grad, Johann: Bauen im Bestand. Subsidiärtragwerke im Denkmalschutz: Systemfindung, Systemkorrektur. In: URL: http://www.fh-regensburg.de/fileadmin/fhrweb/files/fachbereiche/fb_ba/pdf/Vortragsreihe/WS_0910/vortrag_dipl_ing_grad_231009.pdf

(letzter Zugriff: 29.06.2013)

Quellenverzeichnis

- [1] Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993.
- [2] Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993. Seite 51
- [3] Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993. Seite 45
- [4] Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. S 182 bis 183
- [5] Pech, Anton: Historische Konstruktionen. Mauerwerkstrockenlegung. Wien, FH Campus Wien, Skriptum. Ausgabe 02/2009. Seite 02.03.-23
- [6] Koch, Rudolf: Kirchenbaukunst der Gotik in Oberösterreich. Gewölbeformen in Oberösterreichs Kirchen. In: URL:
http://homepage.univie.ac.at/rudolf.koch/geocities/studiolo_2000/got_ooe_gewoelbe.htm (Letzter Zugriff: 26.06.2013)
- [7] Koch, Rudolf: Kirchenbaukunst der Gotik in Oberösterreich. Gewölbeformen in Oberösterreichs Kirchen. In: URL:
http://homepage.univie.ac.at/rudolf.koch/geocities/studiolo_2000/got_ooe_gewoelbe.htm (Letzter Zugriff: 26.06.2013)
- [8] Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993
- [9] Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 302
- [10] Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 279
- [11] Ungewitter, Georg G.: Lehrbuch der gotischen Konstruktionen. In: URL:
http://www.bma.arch.unige.it/PDF/CD4-Varios_parte2de2/1890%20Ungewitter.%20Lehrbuch%20der%20Gotischen%20Konstruktionen.%20T.I.pdf (letzter Zugriff 26.06.2013)
- [12] Segger, Jürgen: Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und statisch verwandeten Kathedralen. – Aachen, Technische Hochschule, Fakultät für Bauwesen, Diss. 1969

- [13] Barthel, R./Maus, H./Jagdfeld, M/Kayser, Ch.: Untersuchung und Instandsetzung des Langhaus-Regelquerschnittes am Hohen Dom zu Augsburg. In: URL: http://www.lt.ar.tum.de/fileadmin/w00bdx/www/Vortragsreihe/Ws_09_10_und_10_11/120123_bundm.pdf (Letzter Zugriff: 26.06.2013)
- [14] Krausz, Karoly: Tragverhalten gemauerter Tonnengewölbe mit Stichkappen. – Stuttgart, Universität, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Diss. 2002
- [15] Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 308
- [16] Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993, Seite 46
- [17] Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 19
- [18] Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 63
- [19] Segger, Jürgen: Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und statisch verwandeten Kathedralen. – Aachen, Technische Hochschule, Fakultät für Bauwesen, Diss. 1969. Seite 80
- [20] Bergmann, Norbert, Dr.-Ing.; Tischvorlage zur Besprechung Stadtpfarrkirche Steyr, einschließlich Lastabtragung westliches Gewölbejoch, Maßnahmenplan Querschnitt Seitenkapelle, Maßnahmenplan Querschnitt Chor, Maßnahmenplan Längsschnitt, Maßnahmenplan Dachgeschoß, Maßnahmenplan Obergeschoß; Pfaffenhofen/Ilm, 2011
- [21] Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 20, Tabelle 3.14
- [22] Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 4

- [23] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011
- [24] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011
- [25] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011
- [26] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011
- [27] Segger, Jürgen: Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und statisch verwandeten Kathedralen. – Aachen, Technische Hochschule, Fakultät für Bauwesen, Diss. 1969. Seite 64
- [28] Lohmeyer, Gottfried/Baar Stefan: Baustatik 1. Grundlagen und Einwirkungen. 11. Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag 2010. S 156
- [29] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011
- [30] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011
- [31] Polzer, Christian: Statik und Festigkeitslehre Teil 3. Beispiele. Wien. FH Campus Wien. WS 2009/10. S. 11
- [32] Polzer, Christian: Statik und Festigkeitslehre Teil 3. Beispiele. Wien. FH Campus Wien. WS 2009/10. S. 11
- [33] Pech, Anton: Baukonstruktionen. 050 Decken. Wien, FH Campus Wien, Skriptum. Ausgabe 09/2007. Seite 050.2.7.-2

- [34] Pech, Anton: Baukonstruktionen. 050 Decken. Wien, FH Campus Wien, Skriptum. Ausgabe 09/2007. Seite 050.2.7.-3
- [35] Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 4
- [36] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1990/A1. Eurocode-Grundlagen der Tragwerksplanung. 01.08.2008
- [37] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1 bis 7/. Eurocode 1 : Einwirkungen auf Tragwerke. Allgemeine Einwirkungen.
- [38] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1995. Eurocode 5 : Berechnung und Bemessung von Holzbauteilen.
- [39] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011
- [40] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): Eurocode 8: Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. 15.06.2011
- [41] DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1053-1 (1996). Bemessung und Ausführung
- [42] Pech, Anton: Neue Erkenntnisse auf dem Gebiet Mauerwerksverfestigung und Mauerwerksabdichtung mittels organischer Injektionsmittel . Wien, FH Campus Wien, Skriptum. SS 2012
- [43] Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 56
- [44] ICOMOS: Charta von Venedig. Internationale Charta über die Konservierung und Restaurierung von Denkmälern und Ensembles. 1964. Artikel 9 und 10
- [45] Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012. Seite 70

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Steyr, Grünmarkt, im Hintergrund die Stadtpfarrkirche mit Chorfassade ...	1
Abb. 2: Steyr, Stadtpfarrkirche, Längsschnitt; links das Langhaus mit Stichkappentonne, rechts der Chor mit Netzrippengewölbe.....	3
Abb. 3: Steyr, Stadtpfarrkirche, Grundriss.....	4
Abb. 5: Steyr, Stadtpfarrkirche, Querschnitt Langhaus und Turmschaft.....	6
Abb. 20: Tabelle 1 der ONR 21996; Klassifizierung der Mauersteine nach Lochanteilen.....	26
Abb. 21: Tabelle 7 der ONR 21996; Exponenten und Beiwerte zur Bemessung der charakteristischen Mauerdruckfestigkeit	27
Abb. 23: Tabelle 2 der ONR 21996; Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Mauersteinabmessungen.....	28
Abb. 24: Einteilung der Windlastbereiche für Walmdächer; aus der ÖNORM EN 1991-1-4.....	33
Abb. 25: Tabelle 7.6, Aerodynamische Beiwerte für Winddruck und –sog; aus der ÖNORM EN 1991-1-4	34
Abb. 26: Windbelastung des Kirchschiffes für die Bemessung.....	35
Abb. 27: Gotisches Konstruktionsprinzip nach Segger.....	38
Abb. 29: Statisches System in Längsrichtung	40
Abb. 31: Steyr, Stadtpfarrkirche, Schematische Axonometrie des Kirchenschiffes der massiven Bauteile und ohne Dachstuhl	43
Abb. 32: Querschnitt Strebepfeiler Fuge 4; links Abmessungen und rechts die Werte für die erste Kernweite.....	46
Abb. 33: Querschnitt Strebepfeiler Fuge 4; links Abmessungswerte für die zweite und rechts für die erste Kernweite.....	46
Abb. 34: Querschnittsabmessungen für die Pfeiler B und C	48
Abb. 35: Abmessungen für den Strebepfeilerquerschnitt und für die erste Kernweite in Fuge 1	56
Abb. 36: Abmessungen für die zweite und dritte Kernweite der Strebepfeiler in Fuge 1	57
Abb. 37: Abmessungen für Strebepfeiler in Fuge 3 und Werte für die erste Kernweite	57
Abb. 38: Abmessungen für die zweite und dritte Kernweite in Fuge 3	58
Abb. 39: Tabelle 6 aus der ONR 21996; Teilsicherheitsbeiwerte für das Material	59
Abb. 40: Tabelle 8 der ONR 21996, Werte für die Haftscherfestigkeit	60
Abb. 41: Steyr, Stadtpfarrkirche, Gewölbe Langhaus, Breite der Gewölbeuntersuchung	62
Abb. 42: Heraustreten der Stützlinie aus dem Gewölbequerschnitt	67
Abb. 43: Spannungsbilder bei klaffender Fuge zufolge ausmittiger Belastung.....	68

Abb. 44: Steyr, Stadtpfarrkirche, Grundriss; Lasteinflussbereich der Pfeilerachse 5	74
Abb. 45: Steyr, Stadtpfarrkirche, Querschnitt Achse 5; Abmessungen der Tragstruktur	75
Abb. 46: Schematische Skizze mit Darstellung des statischen Systems der Pfeiler A5 und B5 und der Einwirkungen	76
Abb. 47: Strebepfeiler A5; Spannungsauswertung Lastfall 1, Eigenlasten	77
Abb. 48: Strebepfeiler A5; Spannungsauswertung Lastfall 2, volle Windlasten aus dem Dachbereich und Eigenlasten	82
Abb. 49: Strebepfeiler A5; Spannungsauswertung Lastfall 3, halbe Windlasten aus dem Dachbereich und Eigenlasten	87
Abb. 50: Pfeiler B5; Spannungsauswertung Lastfall 1, Eigenlasten	92
Abb. 51: Pfeiler C5, Spannungsauswertung Lastfall 1, Eigenlasten	94
Abb. 52: Strebepfeiler D5; Spannungsauswertung Lastfall 1, Eigenlasten	96
Abb. 53: Strebepfeiler D5; Spannungsauswertung Lastfall 2, volle Windlasten aus dem Dachbereich und Eigenlasten	97
Abb. 54: Strebepfeiler A5; Spannungsauswertung Lastfall 3, halbe Windlasten aus dem Dachbereich und Eigenlasten	99
Abb. 55: Gewölbe Langhaus, statisches System und Belastungen	104
Abb. 56: Gewölbe Langhaus, Normalkraftspannung	104
Abb. 57: Gewölbe Langhaus, Querkraftspannung	105
Abb. 58: Gewölbe Langhaus, Momentenspannung	105
Abb. 59: Schrobenhausen, Stadtpfarrkirche, Sicherung der Tragstruktur durch Subsidiärtragwerk	113

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Übersicht Mauerwerkseigenschaften	31
Tab. 2: Pfeiler B5 und C5, Mauerpfeilerabmessungen	47
Tab. 3: Strebepfeiler, Querschnittswerte, Flächen- und Schwerpunktabstände ...	52
Tab. 4: Strebepfeiler, Querschnittswerte, Flächenträgheitsmomente	55
Tab. 5: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 1. Lastfall(EG), charakteristisch	78
Tab. 6: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 1. Lastfall(EG), Bemessungswerte	81
Tab. 7: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 2. Lastfall (EG+Wind voll), charakteristisch	82
Tab. 8: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 2. Lastfall (EG+Wind voll), Bemessungswerte	83
Tab. 9: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 3. Lastfall (EG+Wind halb), charakteristisch	87
Tab. 10: Strebepfeiler A5, Spannungsauswertung 3. Lastfall (EG+Wind halb), Bemessungswerte	88
Tab. 11: Mauerpfeiler B5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), charakteristisch	92
Tab. 12: Mauerpfeiler B5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), Bemessungswerte	93
Tab. 13: Mauerpfeiler C5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), charakteristisch	94
Tab. 14: Mauerpfeiler C5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), Bemessungswerte	95
Tab. 15: Strebepfeiler D5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), charakteristisch	96

Tab. 16: Strebepfeiler D5, Spannungsauswertung 1. Lastfall (EG), Bemessungswerte	97
Tab. 17: Strebepfeiler D5, Spannungsauswertung 2. Lastfall (EG+Wind voll), charakteristisch	98
Tab. 18: Strebepfeiler D5, Spannungsauswertung 2. Lastfall (EG+Wind voll), Bemessungswerte	98
Tab. 19: Strebepfeiler D5, Spannungsauswertung 3 Lastfall (EG+Wind halb), charakteristisch	99
Tab. 20: Strebepfeiler D5, Spannungsauswertung 3. Lastfall (EG+Wind halb), Bemessungswerte	100
Tab. 21: Nördliches Seitenschiffgewölbe, Spannungsauswertung, Bemessungswerte	106
Tab. 22: Mittelschiffgewölbe, Spannungsauswertung, Bemessungswerte	107
Tab. 23: Südliches Seitenschiffgewölbe, Spannungsauswertung, Bemessungswerte	108

Literaturnachweis

Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011

DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1053-1 (1996). Bemessung und Ausführung

ICOMOS: Charta von Venedig. Internationale Charta über die Konservierung und Restaurierung von Denkmälern und Ensembles. 1964.

Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993

Kolbitsch, Andreas: Bautechnische Analysen und Statik historischer Baukonstruktionen. Teil Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung. Wien, Technische Universität Wien, Skriptum. SS 2012.

Krausz, Karoly: Tragverhalten gemauerter Tonnengewölbe mit Stichkappen. – Stuttgart, Universität, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Diss. 2002

Lohmeyer, Gottfried/Baar Stefan: Baustatik 1. Grundlagen und Einwirkungen. 11. Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag 2010.

Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): Eurocode 8: Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. 15.06.2011

Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1990/A1. Eurocode-Grundlagen der Tragwerksplanung. 01.08.2008

Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1 bis 7/. Eurocode 1 :
Einwirkungen auf Tragwerke. Allgemeine Einwirkungen.

Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1:
Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten.
15.05.2011

Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1995. Eurocode 5 :
Berechnung und Bemessung von Holzbauteilen.

Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und
Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für
unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3.
15.03.2011

Pech, Anton: Baukonstruktionen. 050 Decken. Wien, FH Campus Wien, Skriptum.
Ausgabe 09/2007.

Pech, Anton: Historische Konstruktionen. Mauerwerkstrockenlegung. Wien, FH
Campus Wien, Skriptum. Ausgabe 02/2009.

Pech, Anton: Neue Erkenntnisse auf dem Gebiet Mauerwerksverfestigung und
Mauerwerksabdichtung mittels organischer Injektionsmittel . Wien, FH Campus
Wien, Skriptum. SS 2012

Polzer, Christian: Statik und Festigkeitslehre Teil 3. Beispiele. Wien. FH Campus
Wien. WS 2009/10.

Segger, Jürgen: Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und
statisch verwandeten Kathedralen. – Aachen, Technische Hochschule, Fakultät für
Bauwesen, Diss. 1969

Ungewitter, Georg G.: Lehrbuch der gotischen Konstruktionen. Leipzig 1859

Abbildungsnachweis

Abb. 1: Kaiser, Hans-Jörg, DI Dr..

Abb. 2: Koch, Rudolf/ Prokisch, Bernhard, Stadtpfarrkirche Steyr. Steyr: W. Ennsthaler Verlag 1993..

Abb. 3: Magistrat Steyr, Abteilung Altstadterhaltung

Abb. 4: <http://www.steyr-touristik.at/uploads/event-1606.jpg>

Abb. 5: Erzdiözese Linz

Abb. 6: Schörkhuber, Berthold

Abb. 7: Schörkhuber, Berthold

Abb. 8: Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 182

Abb. 9: Schörkhuber, Berthold

Abb.10:

http://homepage.univie.ac.at/rudolf.koch/geocities/studiolo_2000/got_ooe_gewoelbe.htm

(Letzter Zugriff: 26.06.2013)

Abb.11:

http://homepage.univie.ac.at/rudolf.koch/geocities/studiolo_2000/got_ooe_gewoelbe.htm

(Letzter Zugriff: 26.06.2013)

Abb. 12: Magistrat Steyr, Abteilung Altstadterhaltung

Abb. 13: Bergmann, Norbert, Dr.-Ing.

Abb. 14: Bergmann, Norbert, Dr.-Ing

Abb. 15: Schörkhuber, Berthold

Abb. 16: Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 310

Abb. 17: Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 310

Abb. 18: Müller, Werner/Vogel, Gunther: dtv-Atlas Baukunst. Band 1. Allgemeiner Teil. Baugeschichte von Mesopotamien bis Byzanz. München: Deutscher Taschenbuchverlag. 2005. Seite 26

Abb. 19: Schörkhuber, Berthold

Abb. 20: Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011. Seite 13

Abb. 21: Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011. Seite 27

Abb. 22: Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011. Seite 13

Abb. 23: Conrad, Dietrich: Kirchenbau im Mittelalter. 6. Auflage. Leipzig: E.A. Seemann Verlag 2011. Seite 303

Abb. 24: Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011. Seite 48

Abb. 25: Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten. 15.05.2011. Seite 49

Abb. 26: Schörkhuber, Berthold

Abb. 27: Segger, Jürgen: Zur Statik gotischer Kathedralen. Dargestellt am Kölner Dom und statisch verwandeten Kathedralen. – Aachen, Technische Hochschule, Fakultät für Bauwesen, Diss. 1969. Seite 52

Abb. 28: Schörkhuber, Berthold

Abb. 29: Schörkhuber, Berthold

Abb. 30: Schörkhuber, Berthold

Abb. 31: Schörkhuber, Berthold

Abb. 32: Schörkhuber, Berthold

Abb. 33: Schörkhuber, Berthold

Abb. 34: Schörkhuber, Berthold

Abb. 35: Schörkhuber, Berthold

Abb. 36: Schörkhuber, Berthold

Abb. 37: Schörkhuber, Berthold

Abb. 38: Schörkhuber, Berthold

Abb. 39: Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011. Seite 26

Abb. 40: Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ONR 21996. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. 15.03.2011. Seite 28

Abb. 41: Schörkhuber, Berthold

Abb. 42: Holzer, Stefan. Dr.-Ing.: Beurteilung und Ertüchtigung historischer Tragwerke. Vorlesung 8: Tragverhalten der Gewölbe. Universität Bundeswehr München. Skriptum. Seite 2

Abb. 43: Holzer, Stefan. Dr.-Ing.: Beurteilung und Ertüchtigung historischer Tragwerke. Vorlesung 8: Tragverhalten der Gewölbe. Universität Bundeswehr München. Skriptum. Seite 6

Abb. 44: Magistrat Steyr

Abb. 45: Schörkhuber, Berthold

Abb. 46: Schörkhuber, Berthold

Abb. 47: Schörkhuber, Berthold

Abb. 48: Schörkhuber, Berthold

Abb. 49: Schörkhuber, Berthold

Abb. 50: Schörkhuber, Berthold

Abb. 51: Schörkhuber, Berthold

Abb. 52: Schörkhuber, Berthold

Abb. 53: Schörkhuber, Berthold

Abb. 54: Schörkhuber, Berthold

Abb. 55: Schörkhuber, Berthold

Abb. 56: Schörkhuber, Berthold

Abb. 57: Schörkhuber, Berthold

Abb. 58: Schörkhuber, Berthold

Abb. 59: Grad, Johann: Bauen im Bestand. Subsidiärtragwerke im
Denkmalschutz: Systemfindung, Systemkorrektur. In: URL: [http://www.fh-
regensburg.de/fileadmin/fhrweb/files/fachbereiche/fb_ba/pdf/Vortragsreihe/WS_09
10/vortrag_dipl_ing_grad_231009.pdf](http://www.fh-regensburg.de/fileadmin/fhrweb/files/fachbereiche/fb_ba/pdf/Vortragsreihe/WS_09_10/vortrag_dipl_ing_grad_231009.pdf)

(letzter Zugriff: 29.06.2013)

