

HAWK HOCHSCHULE
FÜR ANGEWANDTE
WISSENSCHAFT UND KUNST

HOLZKIRCHE IN NOWA-BYSTRZYCA

EINE BAUAUFNAHME
IM BLICKPUNKT DES HOLZINGENIEURS

SONDERGEBIETE DES HOLZBAUS
WS 2007/2008

[b]

Fakultät Bauwesen
Studiengang Ba. Holzingenieurwesen Hildesheim
Studiengang Ba. Bauingenieurwesen Holzminden

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	3
1 Vorwort	5
1.1 Teilnehmer der Veranstaltung	6
1.2 Einleitende Worte	6
2 Objektbeschreibung und Geschichte	9
2.1 Erbauung der Kirche	10
2.2 Erste Sanierungsmaßnahme um 1900	10
2.3 Sanierungsmaßnahmen nach dem Zweiten Weltkrieg	12
2.4 Der jetzige Zustand des Bauwerks	14
3 Bauaufnahme und Analyse	15
3.1 Arbeiten am Objekt am Beispiel der Außenfassade	15
3.2 Untersuchungsmethoden	17
3.2.1 Visuelle Untersuchung	17
3.2.2 Klopfproben	18
3.2.3 Holzfeuchtemessung	18
3.2.4 Bohrwiderstandsmessung	20
3.2.5 Endoskopische Untersuchungen	21
4 Die Dachkonstruktion	23
4.1 Aufbau und Tragverhalten der Dachkonstruktion	23
4.2 Horizontale Lastabtragung der Dachkonstruktion	24
4.3 Statische Analyse der Lastabtragung aus Turmbelastung	25
4.3.1 Bemessung der Deckenbalken	28
4.3.2 Bemessung des Hängewerkes	33
4.3.3 Bemessung der Stirnversätze	35
5 Die Turmkonstruktion	43
5.1 Zustand	43
5.2 Sanierungsmaßnahmen	43
5.3 Holzverbindungen in der Dachkonstruktion	46
5.4 Aufbau und Tragverhalten der Turmkonstruktion	48
6 Innenbereich	53
6.1 Vorüberlegungen zur Nutzung	53
6.2 Vorüberlegungen zum Denkmalschutz	53
6.3 Sanierungsplanung	53
6.3.1 Allgemein	53

6.3.2	Fußboden.....	54
6.3.3	Wichtige Maßnahmen vor der Sanierung der Risse	55
6.3.4	Horizontaler Riss an der Nordseite	55
6.3.5	Abplatzungen im Sockelbereich.....	57
6.3.6	Einzelrisse.....	58
6.3.7	Haarrisse.....	59
7	Empore.....	61
7.1	Nachweis der Standsicherheit	65
7.2	Zustandskartierung	66
7.3	Sanierungsmaßnahmen.....	68
8	Außenbereich	71
8.1	Aufbau der Außenwände	71
8.2	Zustandskartierung der Außenwände	73
8.3	Erforderliche Sanierungsmaßnahmen der Außenfassade	77
9	Fundamente.....	81
9.1	Feuchtigkeit in den Fundamenten und der Schwelle an der Südseite	81
9.2	Feuchtigkeit in den Fundamenten und der Schwelle an der Nordseite	82
9.3	Feuchteschäden in der Schwelle durch Mauerwerks- vorlagen.....	83
9.4	Schiefstellung der Fundamente an der Südseite	86
10	Schlussbetrachtung	87

1 Vorwort

Das in diesem Buch dargestellte Projekt wurde von Studenten der Hochschule für angewandte Wissenschaft und Kunst der Standorte Hildesheim und Holzminden bearbeitet. Die Projektgruppe setzte sich aus 16 Holzingenieurstudenten der Fakultät Bauwesen in Hildesheim und 2 Bauingenieurstudenten der Fakultät Bauwesen in Holzminden zusammen. Ziel der hier vorliegenden Ausarbeitung ist es Ihnen, dem Leser, einen Einblick über die Arbeits- und Vorgehensweise eines Tragwerksplaners in der Denkmalpflege zu geben. Wir wollen Ihnen erläutern, welche Aspekte bei der statischen Analyse eines historischen Bauwerks zu berücksichtigen sind. Wir werden Ihnen aufzeigen, wie anhand einer solchen Untersuchung Rückschlüsse auf den Bauablauf und auch auf die Baugeschichte gezogen werden können. Alle in diesem Skriptum enthaltenen geschichtlichen Aspekte wurden aus Befunden am Objekt oder durch die Analyse der gesammelten Daten erstellt. Es wurde nicht, wie in der Denkmalpflege sonst üblich, unter Zuhilfenahme von Archivunterlagen oder anderen historischen Quellen die gesamte Geschichte des Bauwerks rekonstruiert. Lediglich einige wenige alte Niederschriften und Fotos konnten uns von den Dorfbewohner zur Verfügung gestellt. Wir werden Ihnen weiterhin aufzeigen, wie sich die Herangehensweisen von Tragwerksplaner und Denkmalpfleger, hinsichtlich der benötigten Genauigkeit und Dichte der Informationen für die Analyse, unterscheidet. Diese Schrift richtet sich an interessierte Ingenieure und Architekten über Restauratoren und Historikern bis hin zu privaten Bauherren.

An dieser Stelle möchten wir noch ganz besonders den Menschen und Institutionen danken, die uns dieses Projekt erst ermöglicht haben. Bei Prof.-Dr.-Ing. Jens Kickler, der uns als betreuender Professor zur Seite stand. Er hat uns an die Materie der Denkmalpflege in der Tragwerksplanung herangeführt und uns für dieses Thema sensibilisiert. Er stand uns während der gesamten Projektphase immer mit Rat und Tat zur Seite und gab uns, wo immer wir nicht weiter wussten, neue Impulse und Denkansätze. Ein weiterer Dank gilt Prof. Jan Schubert der uns das Objekt in Polen vermittelt hat. Danken möchten wir auch der Studienkommission der Hochschule Hildesheim, die uns finanziell Unterstützt hat und somit die Arbeiten am Objekt in Polen erst möglich gemacht hat. Bedanken möchten wir uns auch bei den verschiedenen Forschungslaboren der Hochschule, die uns für den Aufenthalt vor Ort Teile ihrer Laborausüstung zur Verfügung stellten. Damit war nicht nur eine optimale technische Ausrüstung gegeben, sondern wir Studenten konnten Arbeitsweisen und Arbeitstechniken anwenden, die wir zuvor nur in den theoretischen Vorlesungen gehört hatten. Wir möchten uns aber auch bei den Menschen von Nowa Bystrzyca bedanken, die uns so freundlich empfangen haben und uns immer mit Rat und Tat zur Seite standen. Hier auch ein besonderer Dank an unseren Kommilitonen Krzysztof Glaubitz der uns als Dolmetscher zur Verfügung stand und uns so einen Kontakt mit der Dorfgemeinschaft erst ermöglichte. Allen sei an dieser Stelle noch mal recht herzlich Dank gesagt.

Anmerkung: Alle ergänzenden Unterlagen zu diesem Buch befinden sich in Form von Plänen, Zeichnungen, statischen Berechnungen, Bilder, Vorträgen im Anhang dieses Buches und auf der beigefügten Daten-CD.

1.1 Teilnehmer der Veranstaltung

HAWK Holzminden:

Studiengang Bauingenieurwesen

Loges, Manuel

Rehrmann, Florian

HAWK Hildesheim:

Studiengang Holzingenieurwesen

Baro, Jens

Boesenhagen, Jens

Fandler, Jan

Glaubitz, Krzysztof

Großmann, Christian

Hölscher, Daniel

Linnenbecker, Akko

Lüttkemeier, Jörn

Luttmann, Hermann

Matz, Sebastian

Reichartz, Alexander

Röhrs, Annika

Ruske, Willi

Schmeling, Albrecht

Seume, Mirco

Stoll, Matthias

1.2 Einleitende Worte

Bei dem im Folgenden beschriebenen Objekt handelt es sich um die Dorfkirche des Ortes Nowa Bystrzyca ehemals Neu-Weistritz im Südwesten Polens. Nowa Bystrzyca liegt im „Glatzer Land“ ca. 120 km südlich von Breslau im Grenzgebiet zu Tschechien. Da dieses Gebiet viele Holzkirchen besitzt, war es notwendig vor Beginn des Projektes ein geeignetes Bauwerk auszuwählen. Zu diesem Zweck reisten Prof. Kickler und Prof.

Schubert in das Glatzer Land und die Entscheidung fiel auf die Kirche in Nowa Bystrzyca. Beim nächsten Treffen der Projektbeteiligten schilderte Prof. Kickler seine Eindrücke und es wurde in der Gruppe ein Ablaufschema erstellt, wie dieses Projekt erarbeitet werden soll. Dieses Schema wurde in Form einer Mind - Map (Abbildung 1) dargestellt. Es wurde ein Termin festgelegt, an dem die Arbeiten am Objekt stattfinden sollten.

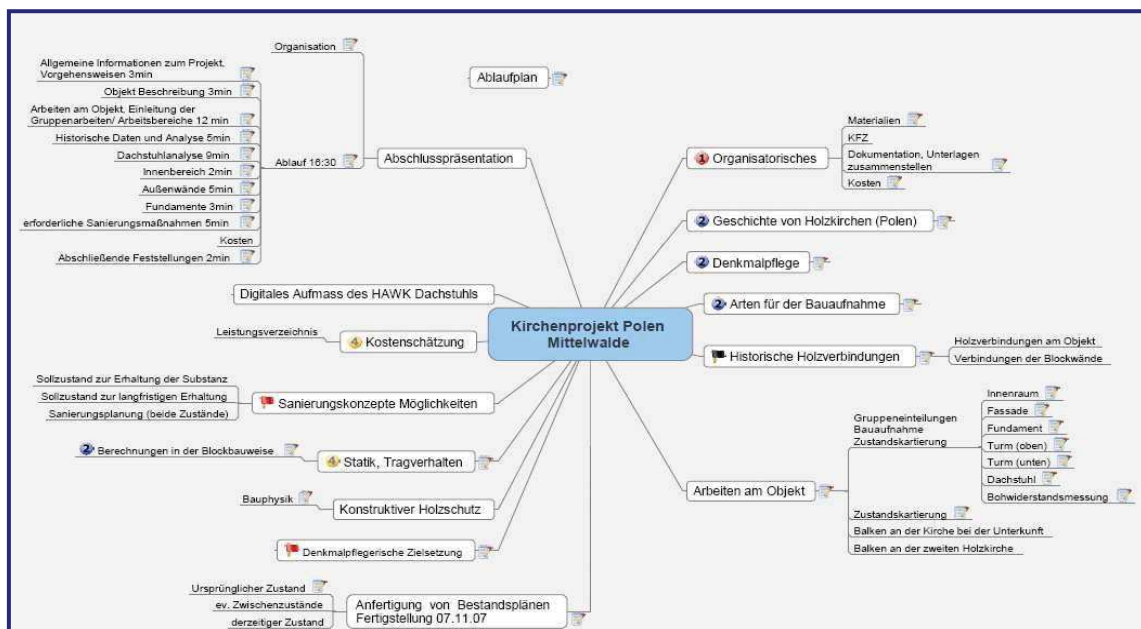


Abbildung 1: Ablaufschema in Form einer Mind - Map

Um die Organisation der Reise optimal zu gestalten, wurden in der Gruppe verschiedene Aufgaben verteilt. Ein Teil der Studenten organisierte die Anreise, die Unterkunft vor Ort und kümmerte sich um die Beantragung von finanziellen Mitteln. Ein anderer Teil der Studenten war für die Beschaffung von Werkzeugen, Arbeitsmaterialien und Geräten für die Bauaufnahme zuständig. Die Materialien wurden bei den verschiedenen Forschungslaboren der Hochschule entliehen. Der restliche Teil der Gruppe erarbeitete für die Vorlesungsveranstaltungen im Vorfeld der Reise Referate, mit denen bestimmte Aspekte der Arbeiten vor Ort genauer beschrieben wurden. So wurden Referate zu den Themen „Konstruktionsarten von Stabkirchen“, „Arten der Bauaufnahme“, „Zustandskartierung nach Frank Rinn“, „Denkmalpflege“ und „Statische Berechnung von Blockbohlenwänden“ gehalten. Ergänzt wurden diese Vorträge durch Vorlesungen von Prof. Kickler zum Themengebiet „Denkmalpflegerische Aspekte und Belange“ und „Tragwerksplanung und –Analyse im Bestand“. Nach dieser Vorbereitungsphase folgten die Arbeiten in Polen und anschließend die Auswertung der Ergebnisse in Hildesheim. Die Ausarbeitung mündete in einer hochschulöffentlichen Präsentation. Diese erfolgte in Kooperation mit den Studenten der Fakultät Erhaltung von Kulturgut, die ebenfalls Projekte im „Glatzer Land“ bearbeitet haben.

Vorträge sind auf der Daten-CD im Anhang dieses Buches vorhanden.

2 Objektbeschreibung und Geschichte

Im Laufe unserer Arbeiten am Objekt, Blockbaukirche Nowa Bystrzyca, konnte aus dem Sammeln von Befunden auf den ursprünglichen Grundriss gefolgert werden.

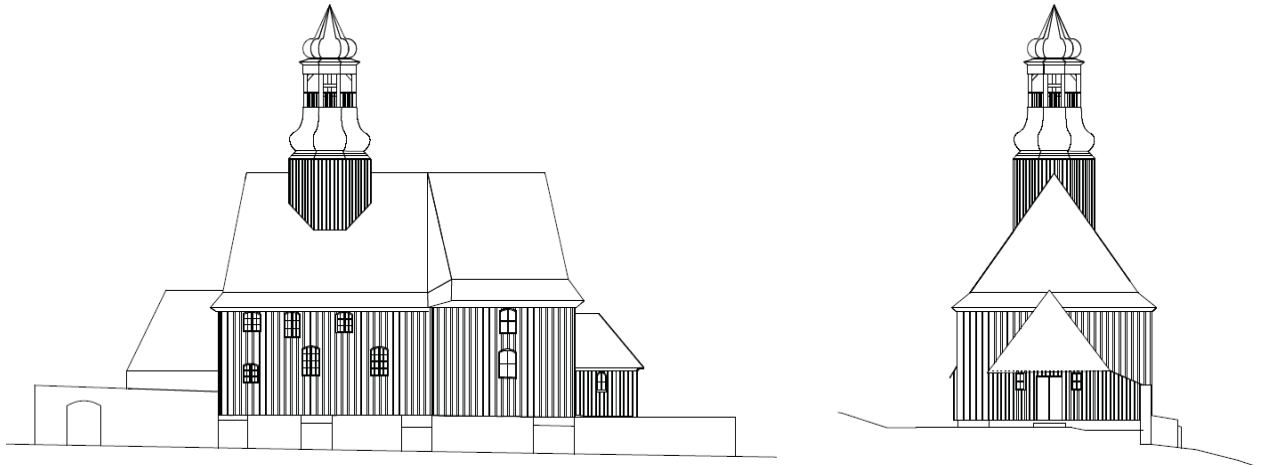


Abbildung 2: Heutige Ansicht Süden/ Westen

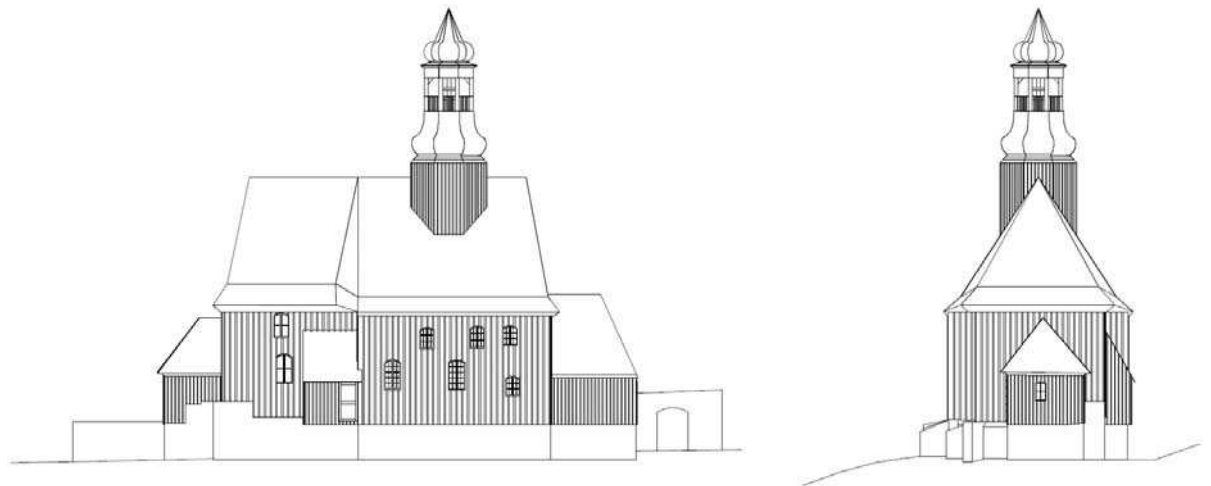


Abbildung 3: Heutige Ansicht Norden/ Osten

Zudem standen uns einige historische Fotos und Niederschriften zur Verfügung. Diese stammten meist von den hier damals lebenden Deutschen. Durch diesen Umstand lässt sich auch erklären, warum diese Dokumentationen nur in einem Zeitraum von 1900 bis etwa 1950 vorliegen. In dem Zeitraum von 1726 bis 1900 liegen uns keine Befunde vor die auf eine wesentliche Veränderung des Bauwerks hinweisen. Lediglich

im Dachstuhl wurden kurz nach der Erbauung Verstärkungsmaßnahmen des Tragwerks vorgesehen.

2.1 Erbauung der Kirche

Die Kirche wurde 1726 erbaut. Anhand der Befunde ergab sich der Ursprungsgrundriss (Abbildung 4). Wie auf Abbildung 4 zu erkennen ist existierte ein kleines Vordach am Haupteingang. Dies ergab sich aus einem Befund im neuzeitigem Eingangsbereich.

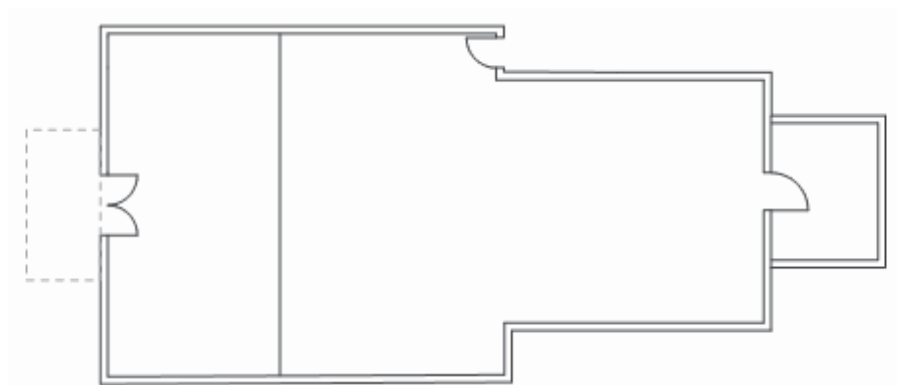


Abbildung 4: Ursprungsgrundriss



Abbildung 5: Befund Vordach

2.2 Erste Sanierungsmaßnahme um 1900

Um 1900 wurde die Orgel auf der Empore eingebaut. (Abbildung 6: Grundriss mit Orgel). Veränderungen an Empore und Verschalung der Decke sind Belege, dass die Orgel nicht eigens für diese Kirche gefertigt wurde, sondern hier eine Wiederverwendung der Orgel stattfand.

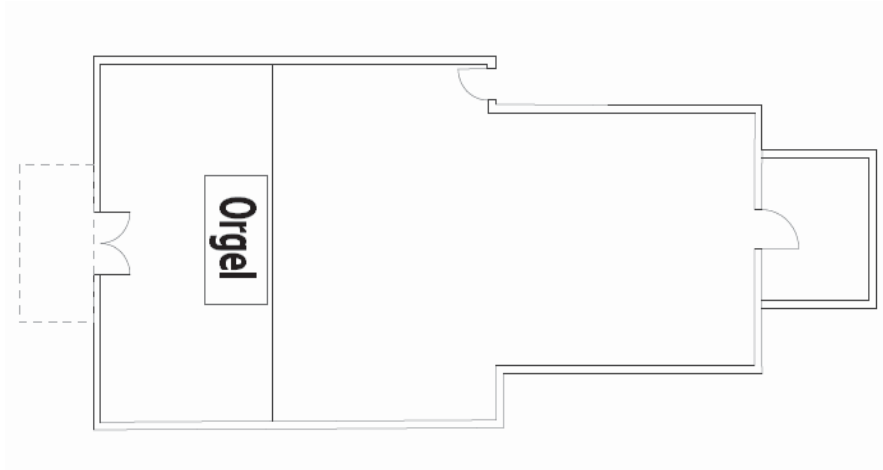


Abbildung 6: Grundriss mit Orgel

Auf dem historischen Bild um 1923 (Abbildung 7: historisches Bild) ist ein neu errichteter Anbau am Haupteingang erkennbar. Zudem ist die Kirche in einer verputzten Fassade gezeigt. Diese Annahme bestätigte sich mit dem Entfernen eines Brettes der Verschalung. Die nun einsehbare Blockbohlenwand wies eindeutige Putzrückstände (Abbildung 8: Putzrückstände) auf. Früher wurden Bauwerke in Holzbauweise oft verputzt, um den Anschein eines massiven Steingebäudes zu imitieren. Massive Gebäude zeugten in der damaligen Zeit von Wohlstand.



Abbildung 7: historisches Bild



Abbildung 8: Putzrückstände

2.3 Sanierungsmaßnahmen nach dem Zweiten Weltkrieg

Zwischen 1945 und 1950 wurden am Sockel der Sakristei zusätzlich Betonfundamente errichtet in die Grabsteine eingearbeitet wurden (Abbildung 9: Betonfundament mit Grabsteinen). Der Zeitraum der Errichtung ergibt sich aus den letzten Sterbedaten, die auf den Grabsteinen geprägt waren und dem historischem Bild von 1950.

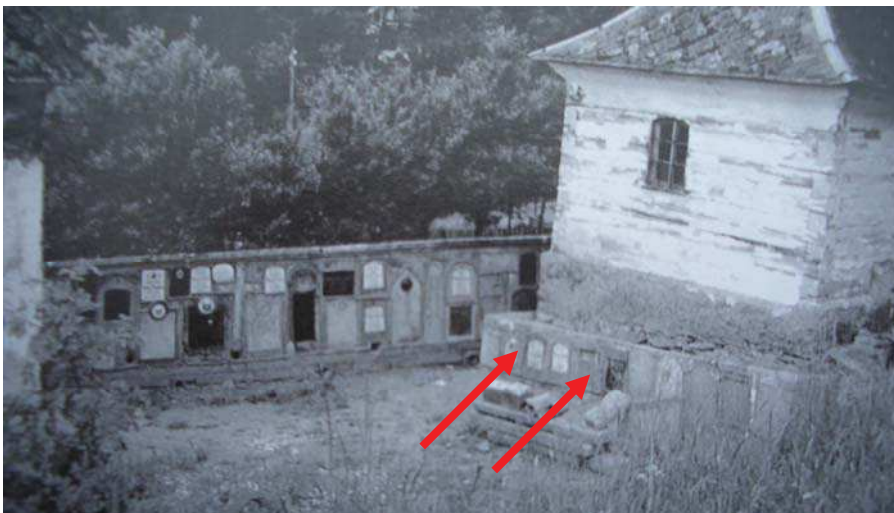


Abbildung 9: Betonfundament mit Grabsteinen

Im Laufe der Jahre wurde die Fassade mehrfach erneuert. Dies wurde in Teilabschnitten ausgeführt. Die Schalung der Apsis wurde 1923 erneuert. Die heutige Holzverkleidung am Hauptschiff stammt aus dem Jahre 1964, belegt durch eine eingeschlagene Jahreszahl auf der Schalung. Abbildung 10 zeigt die erneuerte Verkleidung des Pfarr-

raums und des Haupteinganges im Jahre 2002. Zeitgleich wurde die Dacheindeckung erneuert und ein Windfang auf der Nordseite an der Apsis errichtet.



Abbildung 10: Schalungsarten

1996 sorgte man sich um die Standsicherheit des Fundamentes an der Südseite. Dieses hatte sich um 14 cm nach außen verschoben. Um eine weitere Verschiebung zu verhindern wurden vier Blockfundamente vor das bestehende Streifenfundament mit Bruchsteinen gemauert (Abbildung 11: Fundamentvorlage). Diese sollten das Fundament gegen das seitliche Kippen sichern.



Abbildung 11: Fundamentvorlage

2.4 Der jetzige Zustand des Bauwerks

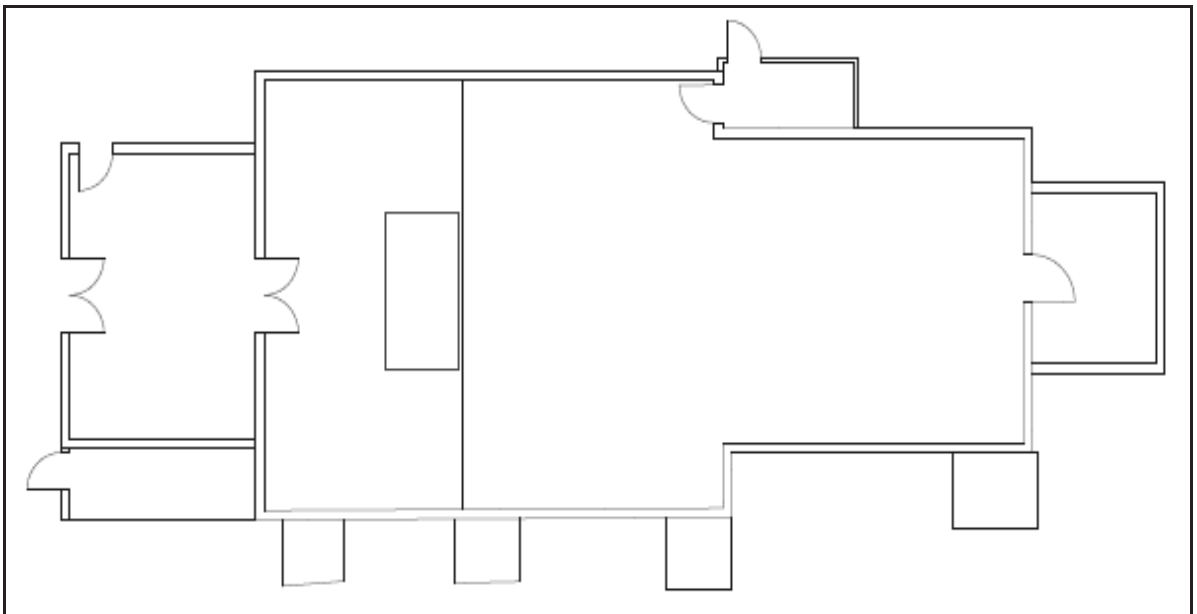


Abbildung 12: heutiger Grundriss

3 Bauaufnahme und Analyse

Kernziel dieses Projektes war es, die zuvor in den verschiedenen Vorlesungen erlangten Kenntnisse hinsichtlich der Denkmalpflege, dem Umgang mit historischen Bauwerken und der Analyse von Tragwerken an einem realen Objekt umzusetzen. So konnten wir Studenten unser theoretisches Wissen, das wir im Laufe unseres Studiums in den verschiedensten Vorlesungen erlangt hatten, vernetzen und auf eine konkrete Aufgabe anwenden. Primär waren hier zwar unsere Fähigkeiten und Kenntnisse im Bereich der Bauaufnahme und Bauanalyse gefragt, aber auch die erlangten Fertigkeiten im Bereich der so genannten Soft Skills fanden hier Anwendung. Aufgrund der Vielzahl der Aufgaben am Objekt mussten kleine Gruppen gebildet werden, die die einzelnen Aufgaben abarbeiteten. Hierfür musste sich jede einzelne Gruppe entsprechend organisieren, ihre Aufgabenziele definieren und eine geeignete Arbeitsweise auswählen. Gleichzeitig war es wichtig die einzelnen Gruppen zu vernetzen, um eine Kommunikation und einen Informationsaustausch zu ermöglichen. Dies war wichtig, um in der Kürze der Zeit ein Optimum an Informationsmenge und Informationsdichte zu erhalten.

3.1 Arbeiten am Objekt am Beispiel der Außenfassade

Um einen Überblick zu bekommen in welchem Zustand sich die Außenfassade der Holzkirche in Polen befindet, mussten einige vorbereitende Arbeiten durchgeführt werden. Diese Arbeiten und ihre Durchführung werden in diesem Teil „Arbeiten an der Außenfassade“ genauer erläutert.



Abbildung 13: Außenfassade Südseite

Als erstes wurde ein Aufmaß der Fassade mit Hilfe von Lasermessgeräten und Handaufmaß erstellt. Diese Arbeit wurde durch das Zeichnen der Außenfassade mit einem

CAD- Programm erleichtert. Die Zeichnungen spielten für das weitere Arbeiten an der Außenfassade eine wichtige Rolle, da es bisher in Polen keine Pläne von dem untersuchten Objekt gab.

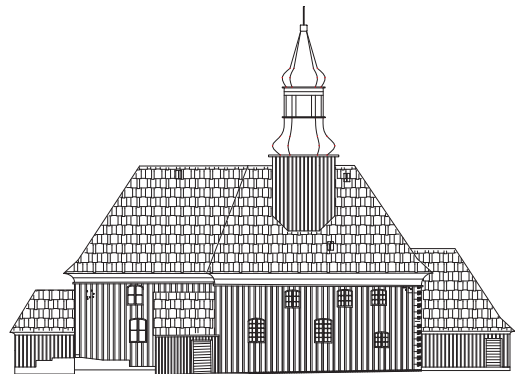


Abbildung 14: Nordseite der Außenfassade,

Da die Zeichnungen für eine detaillierte Zustandskartierung teilweise nicht ausreichten, wurden einzelne Detailzeichnungen erstellt, sowie die Zeichnungen durch die Details ergänzt. Die Detailzeichnungen wurden anhand eines Wandaufbaus erstellt, der erst nach dem Entfernen einer Holzschalung sichtbar wurde.

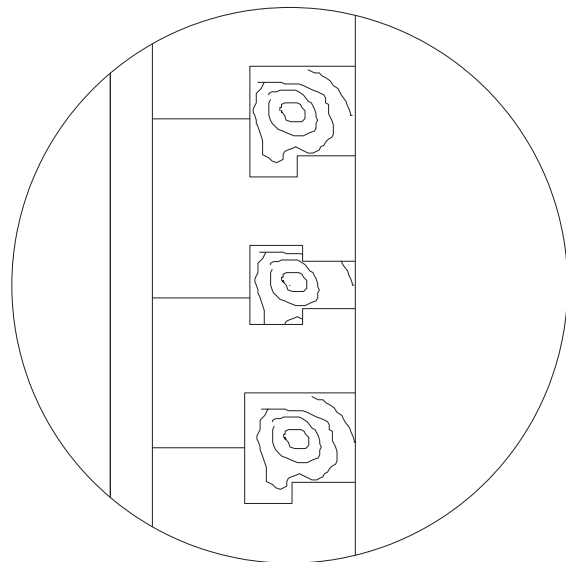


Abbildung 15: Wandaufbau mit dazugehöriger Detailzeichnung

Nachdem alle Zeichnungen der Fassade fertig waren, zeigte sich das die vorbereiteten Arbeiten am Objekt beendet waren und der aktuelle Zustand der Fassade erfasst werden konnte.

Die Bohrwiderstandsmessungen [Abschnitt 3.2.4] klärten über den Zustand der tragenden Holzkonstruktion auf und die Holzfeuchtemessungen [Abschnitt 3.2.3] bestätigten

das Ergebnis. Mit Hilfe der Zustandskartierung konnte der aktuelle Zustand in die selbst erstellten Pläne eingetragen werden.



Abbildung 16: Durchführung der Bohrwiderstandsmessung

Somit wurde ein kompletter Überblick geschaffen, der genau aussagt in welchem Zustand sich die Holzkirche in Polen zum jetzigen Zeitpunkt befindet.

3.2 Untersuchungsmethoden

Die im Folgenden beschriebenen Untersuchungsmethoden fanden bei dem hier beschriebenen Projekt Anwendung und sind Voraussetzung für eine realitätsnahe Zustandskartierung.

3.2.1 Visuelle Untersuchung

Diese Untersuchungsmethode ist die einfachste und zugleich wichtigste, kostengünstigste und am häufigsten verwendete Methode. Diese Untersuchungsart gilt als Grundlage für alle weiteren Untersuchungen. Bei dieser Untersuchungsmethode wird das zu untersuchende Objekt von einem Fachkundigen in Augenschein genommen. Diese Analyse wird meistens schon bei der ersten Baustellenbegehung durchgeführt. So lassen sich durch bloßes Hinsehen schon mögliche Schäden in der Konstruktion bzw. dem Bauwerk erkennen. Erkannte Schäden können zum Beispiel abgeplatzte Putzstellen, Risse in Oberflächen, möglicher Schädlingsbefall von Holzteilen oder Feuchteschäden an bestimmten Bauwerksbereichen sein. Diese offensichtlichen Problemstellen können dann mit weiteren Methoden untersucht werden. Hierbei sollte jedoch auf die Zweckmäßigkeit der Untersuchungsmethode geachtet werden. So sollte eine zerstörungsfreie bzw. störungsarme Untersuchungsmethode immer den Vortritt erhalten. Außerdem ist es nicht immer sinnvoll hoch technische und damit kostenintensive Analysensysteme zum Einsatz zu bringen. Häufig kann man mit handwerklichen Methoden,

derer sich schon unsere Altvorderen bedient haben, die gleichen Ergebnisse und Rückschlüsse ziehen.

Bei diesem konkreten Objekt wurden zum Teil auch hochtechnische Analysemethoden zum Einsatz gebracht. Dies hatte aber primär die Aufgabe uns Studierende an die verschiedenen technischen Methoden heranzuführen und uns die Möglichkeiten dieser Techniken aufzuzeigen. So können wir in unserem späteren Berufsleben an anderen Objekten die jeweils besten, effektivsten und zugleich auch kostengünstigsten Technologien zum Einsatz bringen.

3.2.2 Klopffproben

Um einen ersten Eindruck über den Zustand des Holzes zu erhalten, wird mit Hilfe eines Hammers o.ä. in einem bestimmten Bereich gegen die Holzoberfläche geschlagen. In diesem Bereich können sich dann Klangunterschiede einstellen. So kann man bei bestimmten Klängen auf Hohlräume im entsprechenden Bauteil schließen. Diese Hohlräume können häufig auf Schädlingsbefall wie zum Beispiel auf Pilze oder Insekten hindeuten. Bereich, die nicht den typischen dumpfen Holzklang aufweisen, sollten dann mit einer entsprechenden weiteren Methode untersucht werden.

3.2.3 Holzfeuchtemessung

Bei den in der Praxis gebräuchlichen Verfahren zur Bestimmung der Holzfeuchte handelt es sich um indirekte Messverfahren, bei denen die an der jeweiligen Messstelle vorliegenden Holzfeuchte über die Ermittlung des Ohmschen Widerstandes (Widerstandsmessmethode) oder der dielektrischen Eigenschaften (kapazitive Messmethode,) näherungsweise berechnet wird. Bei den in der Praxis gebräuchlichen Messverfahren spricht man von „Schätzung“, weil der Anzeigewert aus physikalischen Eigenschaften abgeleitet wird, die neben der Holzfeuchte von zusätzlichen Einflüssen (beispielsweise Temperatur, Holzart, Rohdichte, Feuchteverteilung) abhängig sind. Außerdem muss beachtet werden, dass es sich beim Baustoff Holz um ein Naturprodukt handelt, bei dem die für die Holzfeuchte Bestimmung verwendeten elektrischen Eigenschaften, wie alle anderen Eigenschaften auch, einer natürlichen Streuung unterworfen sind.

Beim Widerstands-Messverfahren werden in das Holz zwei Elektroden eingeschraubt oder eingeschlagen, über die der elektrische Widerstand des Holzes gemessen wird. Da der Widerstand auch von der Holzart und der Temperatur abhängig ist, sind die Geräte mit Holzarten- und Temperaturschaltern oder speziellen Umrechnungstabellen ausgerüstet. Die meisten Holzfeuchtemessgeräte sind in der Lage, Holzfeuchten zwischen etwa 5% und 70% (teilweise sogar darüber) anzuzeigen. Jeder, der Holzfeuchtemessgeräte anwendet, sollte sich darüber im klaren sein, dass bei allen marktgängigen Geräten genaue Ergebnisse (also etwa 1-2 Prozentpunkte Abweichung zum tatsächlichen Holzfeuchtwert) nur im Holzfeuchtebereich zwischen 5% und 25% erreicht werden können, und dies auch nur dann, wenn die Geräte richtig bedient werden.

Holzfeuchten oberhalb von 25% bis 30% sind bei den Widerstandsmessgeräten mit Vorsicht zu interpretieren.



Abbildung 17: Holzfeuchtemessgerät

Die kapazitiven Messgeräte sind zwar eher in der Lage, Holzfeuchten oberhalb der Fasersättigungsgrenze zu ermitteln, aber auch bei diesen Geräten sollten hohe Holzfeuchteanzeigen aufgrund der meist nicht bekannten lokalen Rohdichte und der lokalen Feuchteverteilung (zum Beispiel Oberflächenfeuchte) mit einem großen Fragezeichen versehen werden.

Defekte Kabel sowie Einschlagelektroden, die verbogen sind oder bei denen die Isolierung des Schaftes nicht mehr intakt ist, sollten ausgetauscht werden. Bei den Widerstandsmessgeräten muss beachtet werden, dass Schnittholz Feuchtegradienten enthalten kann. In der Regel liegen im Inneren der zu prüfenden Bretter oder Balken höhere Holzfeuchten als in den oberflächennahen Schichten vor. Messungen, bei denen die Elektrodenspitzen bis in eine Tiefe, die dem 0,3-fachen der Brettstärke entspricht, eingeschlagen werden, liefern in guter Näherung den Feuchtemittelwert. Bei der kapazitiven Holzfeuchtemessung spielt die lokale Rohdichte eine entscheidende Rolle. Da diese jedoch in der Regel nicht bekannt ist, muss mit der für die jeweilige Holzart typischen mittleren Rohdichte gearbeitet werden. Bei Brettern mit einer gegenüber dem eingestellten Wert erhöhten Rohdichte ergeben sich zu hohe, bei niedriger Rohdichte dagegen zu geringe Holzfeuchteschätzwerte.

Werden all diese Grundlagen beachtet kann mit den handelsüblichen elektrischen Holzfeuchtemessgeräten im Bereich zwischen 5% und 25% die lokal vorliegende Holzfeuchte auf etwa $\pm 1\%$ - 2% , im Bereich zwischen 25% und 40% auf etwa $\pm 3\%$ - 4% genau und darüber nur noch größenordnungsmäßig bestimmt werden.

3.2.4 Bohrwiderstandsmessung

Bohrwiderstandsmessungen werden durchgeführt, um eventuelle Hohlräume und Faseränderungen zu erkennen und somit auf die Tragfähigkeit des Holzes schließen zu können.

Eine Bohrnadel mit angeschliffener Spitze (Durchmesser ca. 2-3 mm) wird unter konstantem Vorschub mit hoher Umdrehungszahl in das Holz eingebohrt. Für eine gleich bleibende Vorschubgeschwindigkeit ist bei zunehmender Härte des Holzes und damit höherem Bohrwiderstand eine größere Leistung des Vorschubmotors erforderlich, die im Gerät gemessen und als Kurve über der Eindringtiefe aufgezeichnet wird. Durch die Härteunterschiede des Früh- und Spätholzes entsteht eine holztypische Bohrkurve. Wenn das zu untersuchende Holz eine Zerstörung aufweist, d.h. die Materialstruktur geschwächt ist, wird dies an einem entsprechenden Abfall der Bohrwiderstandskurve deutlich. Da die Härte des Holzes mit seiner Dichte und diese wiederum mit den wichtigsten Festigkeits- und Zustandsparametern korreliert, ergibt sich aus dem Verlauf der Bohrwiderstandskurve eine aussagekräftige Darstellung über den Zustand des Holzes an der durchbohrten Stelle. Die Messwerte werden durch einen Ausdruck im Maßstab 1:1 sichtbar gemacht und können mit dem Holz verglichen werden.

Das Verfahren ist eine punktuelle Untersuchungsmethode, d.h. eine Aussage über den Holzzustand ist nur an der durchbohrten Stelle möglich. Holzschäden breiten sich immer allmählich im Holz aus und der Übergang vom gesunden zum geschädigten Holz ist fließend. Deshalb können mit dem Anlegen von mehreren Bohrungen in regelmäßigen Abständen von einer geschädigten Stelle her ausreichend genaue Aussagen darüber getroffen werden, wie weit die Schädigung im Holz anzutreffen ist, d.h. welche Länge ausgetauscht, bzw. freigelegt werden muss. Um den Bohrwiderstand im gesunden Holz beurteilen zu können, werden Referenzbohrungen an Stellen angelegt, die mit Sicherheit als ungeschädigt anzusehen sind.

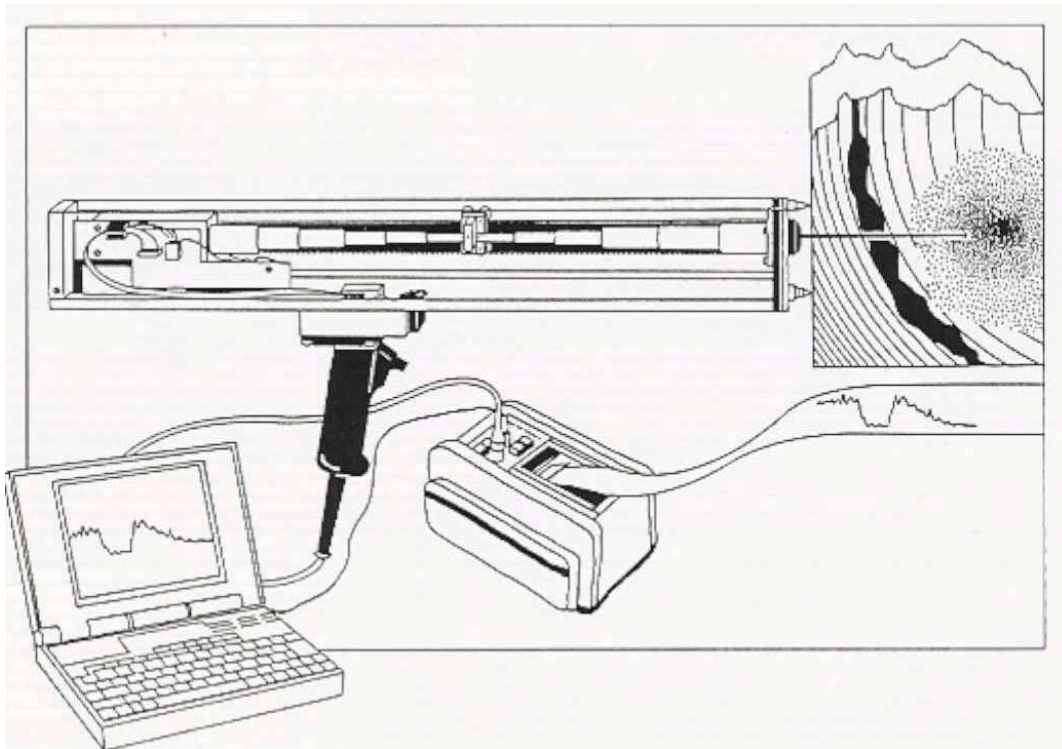


Abbildung 18: Bohrwiderstandsmessgerät / Resistograph

3.2.5 Endoskopische Untersuchungen

Die Endoskopie wird bereits seit langem in der Medizin eingesetzt. Sie stellt somit keine neue Untersuchungsmethode dar, wobei die Endoskopiegeräte, wie wir sie von der medizinischen Anwendung her kennen, für die Baudiagnose speziell adaptiert und weiterentwickelt wurden. Das Verfahren ermöglicht genaue Untersuchungen in verdeckten Hohlräumen, sodass ein großflächiges Öffnen der Baukonstruktion und damit verbunden eine Zerstörung und nachfolgend eine aufwendige Wiederherstellung der alten Bausubstanz nicht nötig ist.

Die Endoskopie¹ kann sehr vielfältig zu folgenden Zwecken angewendet werden:

- Baudokumentation
- Beweissicherung
- Bestimmung der Materialzusammensetzung bei historisch wertvollen Bauteilen
- Bestimmung von Materialart und Dimensionen
- Untersuchung von Konstruktionsteilen in Decken
- Untersuchung von Fußbodenaufbauten
- Überprüfung von Wandbauteilen, z.B. bei Fassadenverkleidungen
- Ortung von Leitungen in Hohlräumen, Installationsschächten usw.

Neben der Endoskopieausrüstung, die in der Regel aus einem starren und / oder einem flexiblen Endoskop mit Lichtquelle besteht, wird auch eine entsprechende Bohrausrüstung mit den dazugehörigen Bohrern zur Herstellung der Einführungsöffnung

¹ Dzierzon / Zull, Altbauten zerstörungsarm untersuchen S. 105 ff.

sowie eine digitale Videokamera mit Monitor oder eine Spiegelreflexkamera benötigt. Im Gegensatz zu einer gewöhnlichen Bohrausrüstung müssen hier längere Bohrer, mit einer Bohrlänge von bis zu 50 cm, eingesetzt werden. Der Einsatz von Bohrkronen ermöglicht zusätzlich noch eine Materialentnahme für die weitere Laboruntersuchung. Für Holzbauteile werden speziell geformte Bohrer verwendet, die eine gleichzeitige Materialentnahme zum Zweck der Feuchteuntersuchung, bzw. Pilzuntersuchung ermöglichen.

Sehr oft zeigen sich bereits beim Bohren bestimmte Hinweise, wie beispielsweise ein geringer Bohrwiderstand, der auf eine mangelnde Festigkeit hindeutet. Vor einführen des Endoskops müssen die Bohrkanäle vom Bohrstaub gesäubert werden, um eine freie Sicht auf die einzelnen Untersuchungspunkte zu haben. Zu diesem Zweck eignen sich Industriestaubsauger besonders gut. Nach dem Einführen des Endoskops empfiehlt sich für die erste Orientierung der Direktblick. Dabei entdeckte Schäden können mit dem drehbaren Seitenblickendoskop später genauer betrachtet werden. Empfehlenswert ist die Verwendung von Endoskopen mit Strichmarkierungen, damit die Tiefe der untersuchten Stellen bereits außen direkt am Endoskop abgelesen und in das Protokoll eingetragen werden kann. Aus dem Direktblick ergeben sich auch die notwendigen Punkte für eine nachfolgende fotografische Aufnahme und Dokumentation.

Die Ausstattung mit einer umfangreichen fototechnischen Ausrüstung nach den Grundsätzen der technischen Fotografie ist besonders beim Beweissicherungsverfahren und bei der Baudokumentation wichtig, damit eine nachvollziehbare Dokumentation der einzelnen Untersuchungsschritte erfolgen kann.



Abbildung 19: Videoendoskop

4 Die Dachkonstruktion

Bei der Aufnahme des Dachstuhls wurden keine relevanten Schädigungen der Bau-substanz gefunden. Schäden des Tragwerks waren nur in sehr geringem Umfang und örtlich begrenzt vorhanden und stellten keine Gefahr für das Bauwerk da. Aus diesem Grund wurde auf eine Schadenskartierung der Konstruktion verzichtet. Bei den Schäden handelte es sich ausschließlich um Schädigungen, die durch Feuchtigkeit verursacht wurden. Die Ursache für die Feuchtigkeit waren vermutlich Undichtigkeiten in der Dacheindeckung. Da diese im Jahre 2001 komplett erneuert wurde, ist der Grund für dieses Problem nicht mehr gegeben, sodass eine weitere Schädigung der Substanz nicht zu erwarten ist. Der Substanzverlust der einzelnen Bauteile durch den Feuchtigkeitseinfluss ist so gering, dass es zu keiner Beeinträchtigung des Tragwerks hinsichtlich seiner Standsicherheit kommt. Es ist jedoch zu empfehlen die Gesamtkonstruktion des Daches in regelmäßigen Abständen in Augenschein zu nehmen. Hier sollte das Augenmerk speziell auf die Dacheindichtung gerichtet sein, um neuerliche Schäden durch Undichtigkeiten der Dacheindeckung zu verhindern. Wir empfehlen diese Begutachtungen in einem Turnus von 2 Jahren durchzuführen.

4.1 Aufbau und Tragverhalten der Dachkonstruktion

Bei der vorgefundenen Konstruktion handelt es sich um ein Kehlbalkendach in das der Turm integriert wurde. Im Folgenden werden erst der Aufbau des Dachs und dessen Tragverhalten erläutert und im Anschluss wird auf den Turm mit seiner Konstruktion und deren Lastabtragung eingegangen.

Das Dachtragwerk besteht aus fünfzehn Gebinden die orthogonal zur Längsachse des Gebäudes angeordnet sind, bei denen das Erste und Letzte als Walm ausgebildet wurden. Alle angegebenen Achsbezeichnungen beziehen sich auf die während der Bauaufnahme festgelegten Achsen (Abbildung 20). Im hinteren Bereich des Daches, von Gebinde eins bis sechs, in der Achse F, wurde ein Stuhl eingebaut auf dessen Bedeutung für das Tragverhalten des Dachs im Späteren noch eingegangen wird. Die vorgefundene Konstruktion deutete augenscheinlich auf ein komplexes Tragwerk unter Annahme eines Pfettendachs hin. Jedoch stellte sich bei der späteren Bauaufnahme und Analyse heraus das es sich um ein Kehlbalkendach handelt bei der die Kehlbalken im hinteren Bereich (Achse 1-6) nur mit Holznägeln von oben auf dem Obergurt des Stuhls befestigt wurden. Im Bereich des Daches, in dem der Turm steht, wurden die Sparren im Bereich der Stützen an den Turm angeschlossen. Die Gebinde, die um den Turm angeordnet sind (Achse 7-8 und 13-15), haben keine Verbindung zum Turmtragwerk. Die Aussteifung und Lastabtragung von Dach und Turm erfolgt unabhängig von einander.

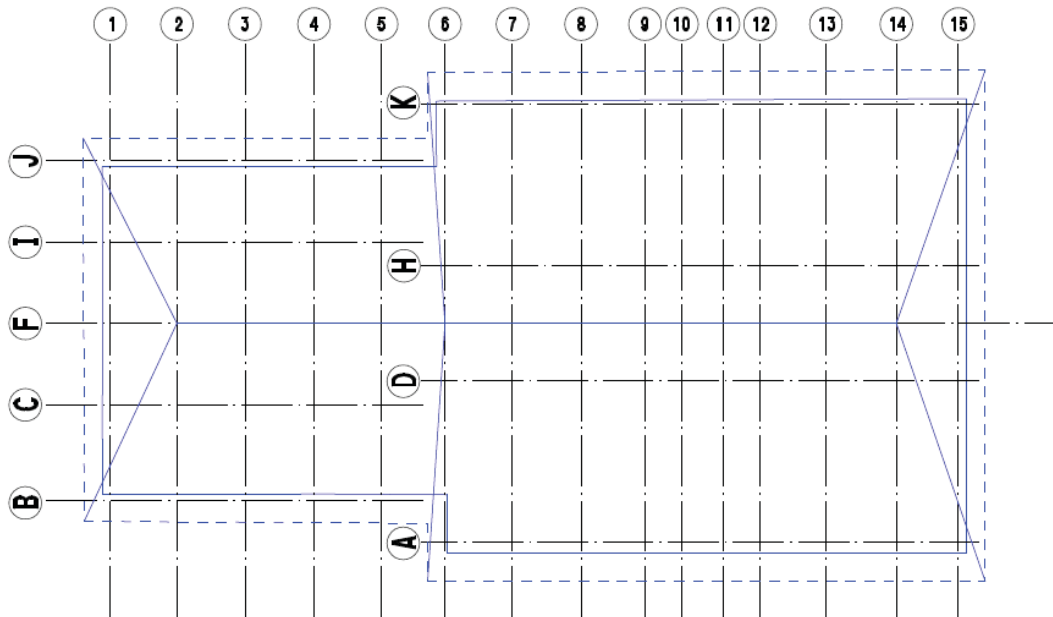


Abbildung 20: Achsensystem der Dachkonstruktion

4.2 Horizontale Lastabtragung der Dachkonstruktion

Die Aussteifung des Dachs bei Wind auf die Längsseite, orthogonal zu den Gebinden, erfolgt durch ein unverschiebliches Dreieck, gebildet aus Sparren und Deckenbalken. Hierbei werden die Windlasten von der Dacheindeckung – in diesem Fall Holzschindeln – über die Traglattung in die Sparren eingeleitet. Die Sparren stützen sich im First gegeneinander ab, wodurch sich in den Stäben Normalkräfte einstellen. In den Fußpunkten der Sparren teilt sich diese Normalkraft in eine horizontale und eine vertikale Komponente auf. Die Vertikalkraft wird über die Außenwände in die Fundamente abgeleitet. Die Abtragung der Horizontalkraft erfolgt über die Deckenbalken. Die Einleitung der Horizontalkraft in den Deckenbalken erfolgt mittels Stirnversatzes. Das Tragverhalten dieser Versatzart wird im Folgenden näher erläutert.

Die Lastabtragung der Windlast auf den Walm ist auf den ersten Blick nicht eindeutig zu erkennen. Die erste Vermutung, dass die Abtragung mittels einfach bzw. im vorderen Bereich über einen zweifach stehenden Stuhl erfolgt, erwies sich bei genauerer Betrachtung als falsch. Bei der Bauaufnahme wurde festgestellt, dass die entsprechenden Holzverbindungen aufgrund von übermäßigen Verformungen eine Kraftübertragung kaum bzw. gar nicht ermöglichten. Durch eine Analyse des Tragverhaltens der Dachkonstruktion in einem Stabwerksprogramm wurde diese Annahme bestätigt.

Die Lastabtragung bei dieser Konstruktion erfolgt primär über ein unverschiebliches Dreieck, welches aus dem Gratsparren und dem ersten Hauptdachgebinde besteht. Zusätzlich wird die Konstruktion über die Dacheindeckung mit ausgesteift. Diese Annahme liegt nahe, da die Schindeln jeweils mit Nägeln auf zwei Dachlatten befestigt sind. Zum andern ergibt sich die Steifigkeit der „Dachscheibe“ durch die Reibung der Holzschindeln untereinander.

4.3 Statische Analyse der Lastabtragung aus Turmbelastung

Die Analyse der gesamten Konstruktion erfolgt nach der heute gültigen deutschen Normung und Gesetzgebung.

Die Möglichkeit das Tragverhalten von Konstruktionen zu berechnen und somit die Tragfähigkeit mathematisch zu beweisen, besteht erst seit dem Ende des 19. Jahrhunderts. Da die Kirche bereits 1723 erbaut wurde, mussten sich die Baumeister auf überlieferte Erkenntnisse und eigene Erfahrungen verlassen.

Bei der Analyse der Dachkonstruktion wurde ersichtlich, dass ein Hängewerk ursprünglich nicht in der Deckenkonstruktion eingeplant war. Die ursprüngliche Dachkonstruktion war ein reines Kehlbalkendach. Unmittelbar nach Beendigung des Bauprozesses stellten sich in der Konstruktion jedoch übermäßige Verformungen ein. Aus dem Tragverhalten des Kehlbalkendachs leitete sich für die damaligen Baumeister die Tatsache ab, dass die Konstruktion ohne ein Hängewerk nicht ausreichend tragfähig sein würde. Mit einer geänderten Lastabtragung durch den Einbau des Hängewerks wurde eine weitere Verformung der Konstruktion verhindert. Da die Deckenbalken mittels einer Bolzenverbindung an dem Hängewerk angehängt wurde konnte die Ursprungsverformung in gewissem Maße rückgängig gemacht werden. Nach der Eingabe in einem räumlichen Stabwerksprogramm konnten die Auslastung wesentlicher Bauteile simuliert werden um die Tragfähigkeit zu beurteilen.

Der nachträgliche Einbau des Hängewerks zeigt, das sich die damaligen Baumeister an ihre Aufgabe herantasten mussten. Da zum damaligen Zeitpunkt eine exakte mathematische Berechnung der Konstruktion nicht möglich war, musste die Dimensionierung und Anzahl der einzelnen Bauteile konstruktiv gewählt bzw. abgeschätzt werden. Im Folgenden wird das Tragverhalten des Dachtragwerks einmal in der Ursprungsstruktur ohne Hängewerk und einmal im jetzigen Zustand analysiert.

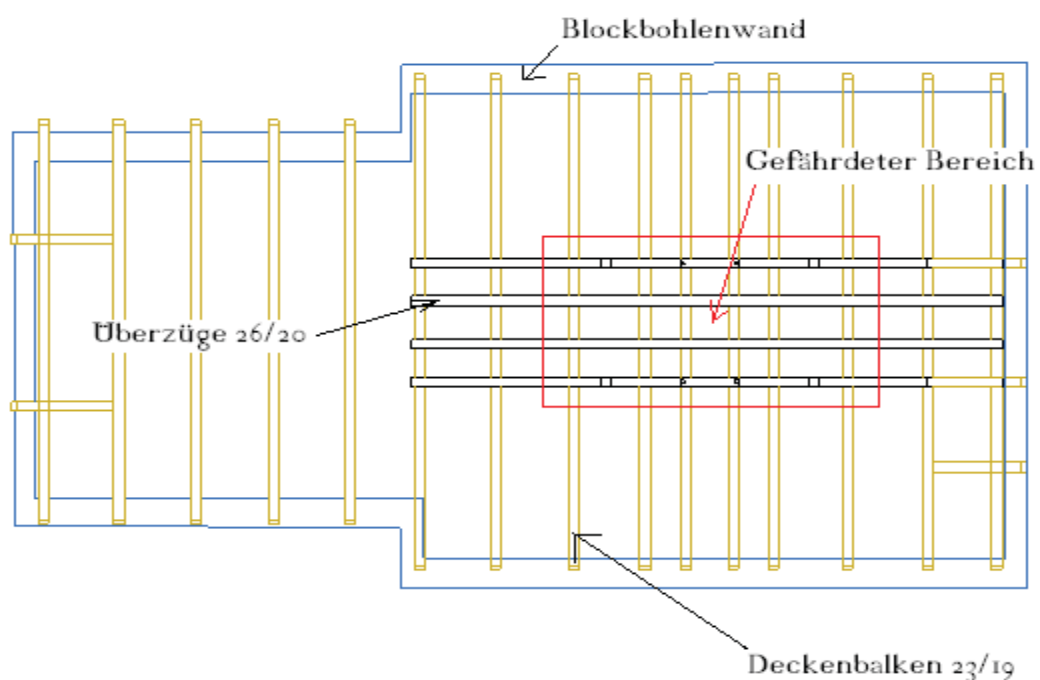


Abbildung 21: Grundriss Deckenbalkenlage mit Überzügen

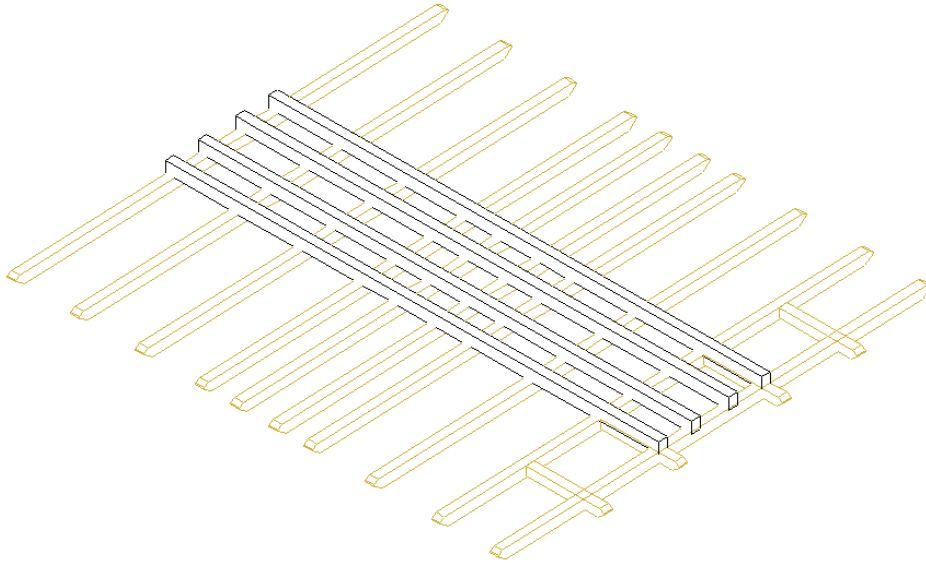


Abbildung 22: Räumliche Darstellung der Balkenlage

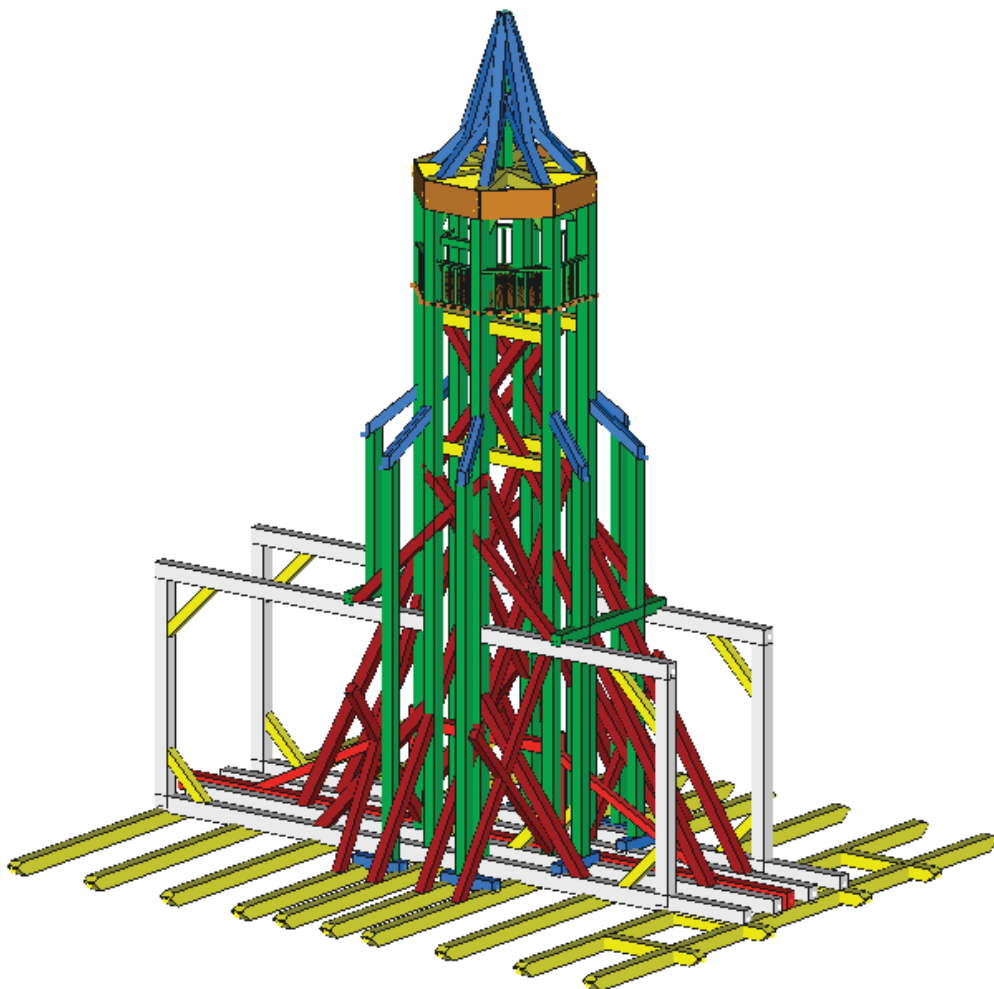


Abbildung 23: Räumliche Ansicht des Turms mit seinen lastabtragenden Bauteilen

Auf der Grundlage des Aufmaßes wurde das gesamte Dachtragwerk in einem CAD-Programm konstruiert. Aus dem CAD – System konnten dann die Massen der einzel-

nen Bauteile ermittelt werden, dieses war die Basis für die Berechnung des Eigengewichtes der Turmkonstruktion. Bei der Errichtung von größeren Bauwerken wie Beispielweise Kirchen, verwendeten die Baumeister immer nur das Beste Holz. Aufgrund dieser Tatsache wurde für die weiteren Berechnungen eine höhere Festigkeitsklasse angesetzt, und daraus resultierend Rohdichte eine von 370 kg/m^3 für Nadelholz. Das Eigengewicht wurde wie folgt berechnet.

$$\text{Gewicht} = 23 \text{ m}^3 \cdot 370 \text{ kg/m}^3 = 8510 \text{ kg} \rightarrow 85,10 \text{ [kN]}$$

Die $85,1 \text{ kN}$ verteilen sich auf acht Punkte (Abbildung 24), pro Punkt $10,7 \text{ kN}$.

Um Dacheindeckung und die Glocke rechnerisch zu berücksichtigen wurden 11 kN angesetzt. Die Verkehrslast für Wartungsarbeiten auf der Turmplattform wurde mit 1 kN/m^2 angesetzt. Das Eigengewicht der Unterkonstruktion beträgt $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Im weiterem wurde die Balkenlage bestehend aus Deckenbalken und den quer darauf liegenden Überzügen untersucht. Im Stabwerksprogramm wurde die Ausnutzung der Hölzer ermittelt (Abbildung 25).

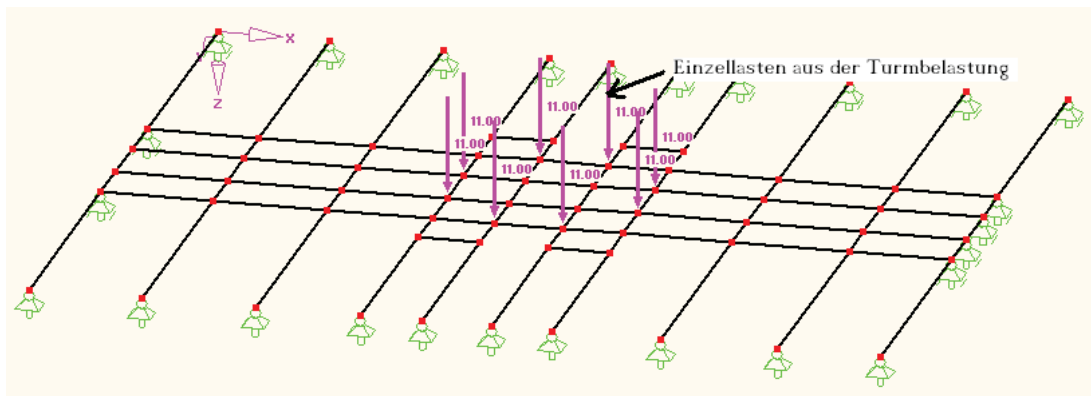


Abbildung 24: Statisches System der Deckenbalkenlage

Maßgebende Lastfallkombination für Grenzzustände der Tragfähigkeit hier, nach DIN 1055-100:

G_{k1} = Eigengewicht einschließlich Turmbelastung

G_{k2} = Unterkonstruktion der Kirchendecke im darunter liegenden Innenraum

Q_{k1} = Nutzlast nach DIN 1055-3 mindest Anforderung für unbewohnten Dachraum

$$E_d = 1,35 \cdot G_{k1} + 1,35 \cdot G_{k2} + 1,5 \cdot Q_k$$

Die Lastverteilung der Überzüge auf die Balkenlage wurde im Stabwerksprogramm näherungsweise in Trapezlasten modelliert. Bei der Untersuchung wurden mehrere Lastfälle geprüft. Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde für die ungünstigste Lastkombination erbracht.

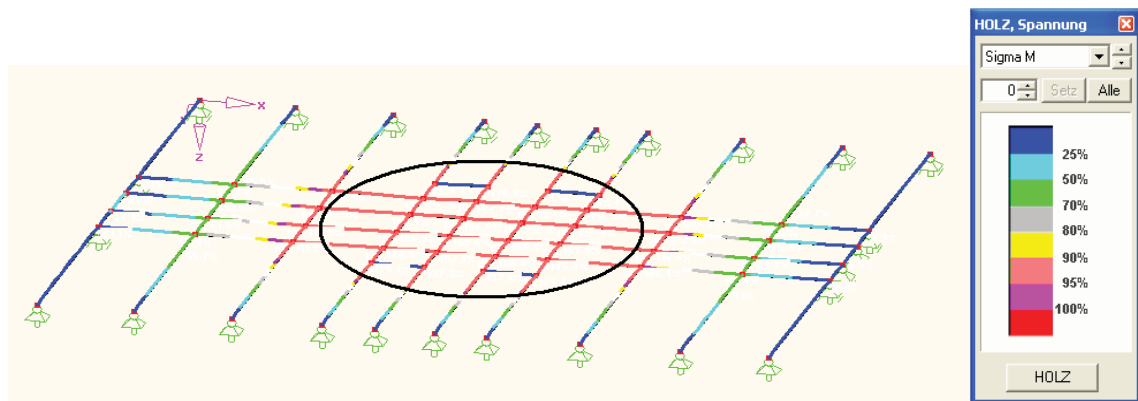


Abbildung 25: Spannungsausnutzung der einzelnen Stäbe

4.3.1 Bemessung der Deckenbalken

Durch die Simulation der Tragfähigkeit im Stabwerksprogramm ergaben sich folgenden relevanten Daten:

Maximale Durchbiegung $u = 36 \text{ cm}$

Extremales Moment $M_{\max,d} = 107,51 \text{ kNm}$

Die Spannungsanalyse (Abbildung 25). zeigt eine eindeutige Überbelastung im gekennzeichneten Bereich der Balkenlage. Die maximale Belastung trat in einen der Überzüge auf, im Weiteren wird auf diese Überlastung noch weiter eingegangen.

Hierzu noch eine Erklärung der angenommenen Randbedingungen:

Als Belastung wurden die Einwirkungskombinationen für Grenzzustände der Tragfähigkeit nach DIN 1055-100 angewandt. Für Untersuchungen historischer Konstruktionen ist es sinnvoll möglichst einfache statische Modelle zu wählen. Es ist nicht zweckmäßig, die komplexe räumliche Struktur in ein entsprechendes System umzuwandeln. Zum einen wurde diese Konstruktionen von den Baumeistern nicht so komplex erdacht, sondern durch herantasten gebildet, zum andern lässt sich bei einfachen statischen System der Kräfteverlauf besser verfolgen.

Grundlage der Berechnungen ist nach DIN 1052: 2004-08 die Annahme der Festigkeitsklasse C 30 für Nadelholz. Die höhere Festigkeit ist durch die sorgfältige visuelle Auswahl der Hölzer nach Wuchs und Einbausituation der damaligen Zimmerleute begründbar. Für Kirchenbauten waren stets die qualifiziertesten und erfahrensten Gesellen ihrer Zunft gefragt. Die meist imposanten Kirchenbauwerke stellten für den Gesellen eine besondere Arbeit in seinem Leben dar. Motivation, Identifikation, Anerkennung sind einige Anreize, die die hohe Qualität im früheren Handwerk erklären könnte.

Bohrwiderstandsmessungen vor Ort könnten an statisch notwendigen Stellen – zum Beispiel den überlasteten Bereichen des Tragwerks - Aufschluss über die tatsächlichen Festigkeiten liefern.

Die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit erfolgt auf Basis der DIN 1052:2004-08:

Charakteristische Biegefestigkeit für Nadelholz C30:

$$f_{m,y,k} = 30 [N/mm^2]$$

Lasteinwirkungsdauer nach DIN 1055 Teil 100

Für Eigengewicht: → ständig

Für Nutzlast: → kurz

Die maßgebende Lasteinwirkungsdauer resultiert somit aus der Einwirkung Nutzlast und ist daher mit kurz anzunehmen.

Die gemessene Holztaugleichsfeuchte der Dachkonstruktion bewegt sich im Bereich von 10 bis 20 %. Somit ist für die Holzbauteile nach DIN 1052:2004-08 die Nutzungs-kategorie 2 anzusetzen. Aus der Nutzungskategorie 2 und dem Baustoff Nadelholz ergibt sich ein Modifikationsbeiwert k_{mod} für die Materialeigenschaften von:

$$k_{mod} = 0,9$$

Der Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1052:2004-08 beträgt für Nadelholz:

$$\gamma_m = 1,3$$

Bemessungswert der Biegefestigkeit:

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 30}{1,3} = 20,8 [N/mm^2] \rightarrow 2,08 [KN/cm^2]$$

Widerstandsmoment des Querschnitts:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 26^2}{6} = 2253 [cm^2]$$

Extremale Biegemoment im Bauteil:

$$\max M_{y,d} = 107,51 [KNm] \rightarrow 10751 [KNcm]$$

Vorhandene Biegespannung im Träger:

$$\delta_{m,y,d} = \frac{\max M_{y,d}}{W_y} = \frac{10751}{2253} = 4,77 [KN/cm^2]$$

Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit:

$$\frac{\delta_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0 = \frac{4,77}{2,08} = 2,3 \gg 1,0$$

Der Nachweis der Balkenquerschnitte zeigt eine rechnerische 2-fache Überbelastung. Auf diese Problematik müssen die Zimmerleute später aufmerksam geworden sein. Die

Reaktion darauf mit dem Einbau eines Hängewerks zeigt, dass schon zu früherer Zeit ein statisches Verständnis vorhanden war, ohne dies jedoch mathematisch beweisen zu können. Die Historie der Baustatik ermöglichte, wie bereits eingangs erwähnt, rechnerische Methoden erst zu späterer Zeit.

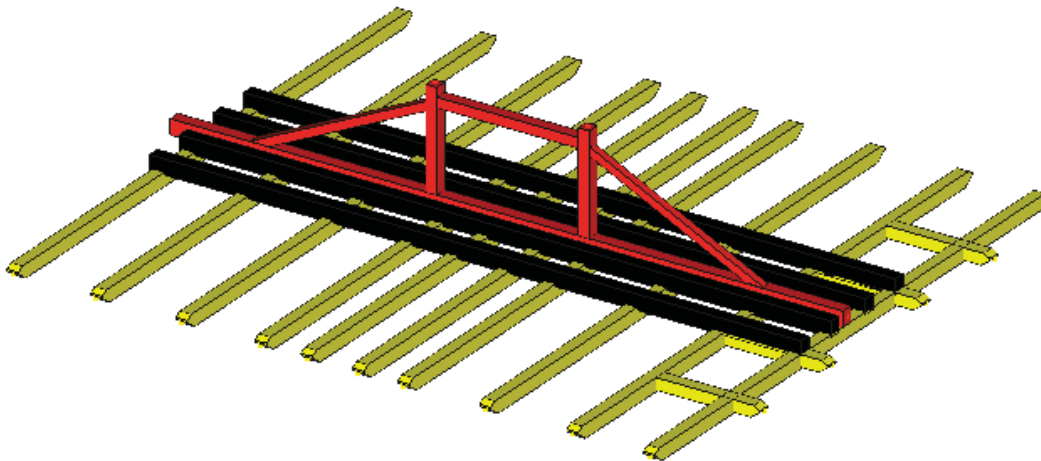


Abbildung 26: Hängewerk im Einbauzustand

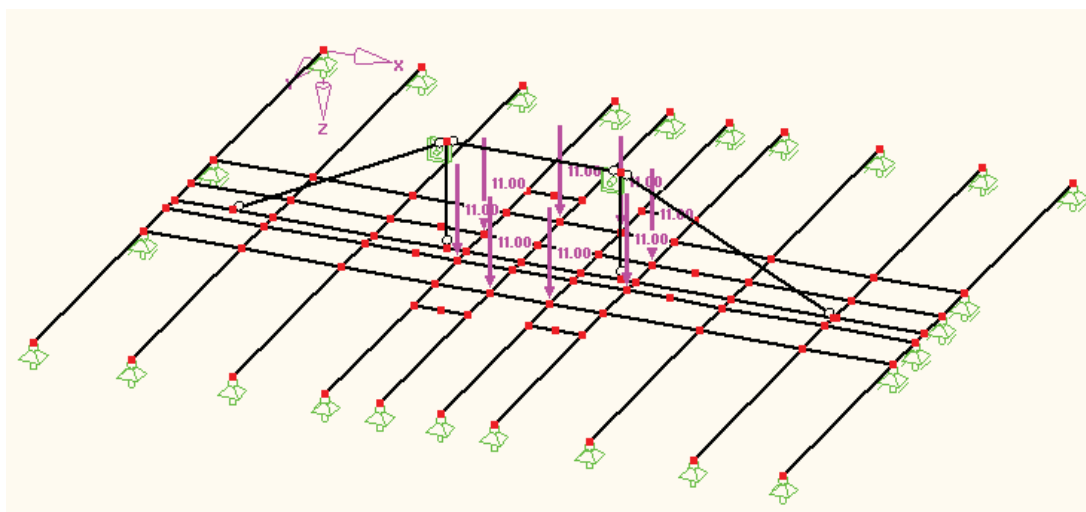
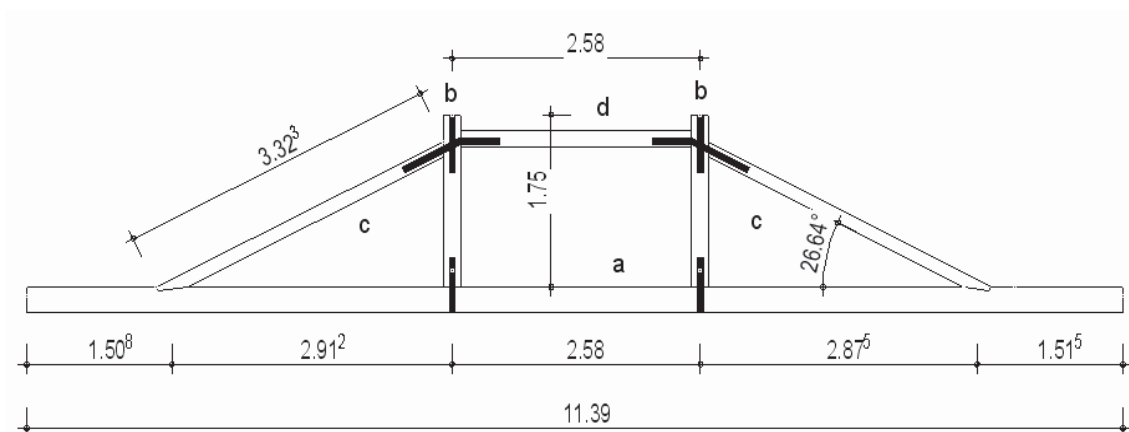


Abbildung 27: Statisches System Deckenbalken und dem Hängewerk

Ein Hängewerk (Abbildung 26; Abbildung 27) ist eine Möglichkeit ein solches Trägerrost stützenfrei abzufangen. Soll wie in diesem Fall eine Spannweite von 11,39 m überspannt werden, so muss der Hauptbalken (Abbildung 28) in zwei Unterstützungspunkten abgefangen werden, welche am statisch sinnvollsten in den Drittelpunkten des Trägers anzuordnen sind, wodurch das doppelte Hängewerk entsteht. Der Hauptbalken, die beiden Hängepfosten, die beiden Streben, und den zwischen den Hängepfosten waagrecht liegenden Spannriegel, sind die Elemente dieses Tragwerks.

Die Streben bilden mit dem Spannriegel einen Druckbogen aus, an dem über die Hängepfosten der untere Balken angehängt ist. Über diesen werden die horizontalen Kräfte des Druckbogens über Stirnversätze aufgenommen und ergeben keine seitliche Beanspruchung der Blockbalkenwand.



Hauptbalken a; Hängepfosten b; Streben c; Spannriegel d

Abbildung 29: Zweifaches Hängewerk

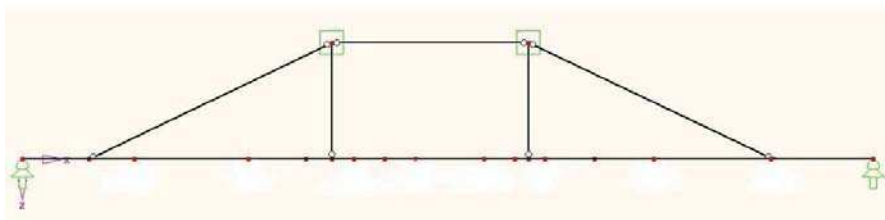


Abbildung 30: Statisch System Hängewerk

Nach der Berechnung in dem Stabwerksprogramm (Abbildung 31; Abbildung 32) ist eindeutig erkennbar, dass die Tragfähigkeit verbessert wurde. Lediglich an einigen Stellen im Tragwerk treten Überbelastungen auf. Die hier rot angezeigten Überbelastungen sowie das Hängewerk werden im Folgenden noch untersucht.

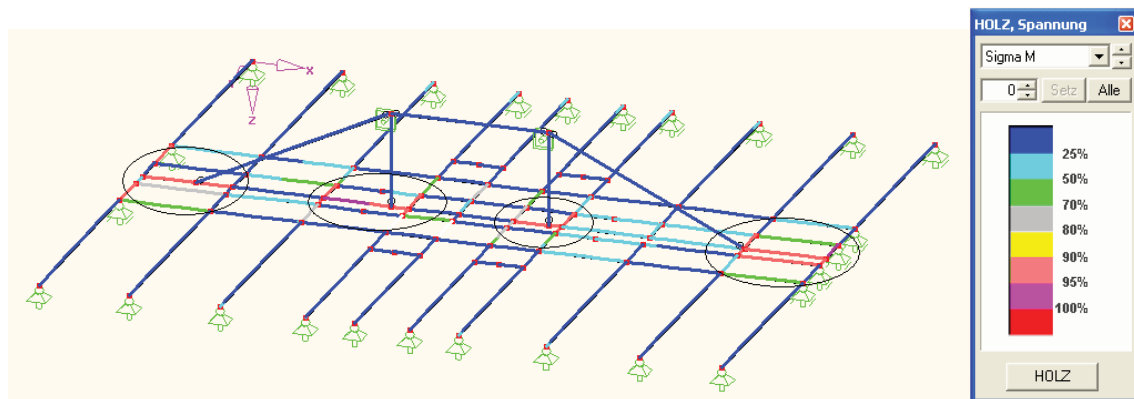


Abbildung 31: Spannungsausnutzung nach dem Einbau des Hängewerks

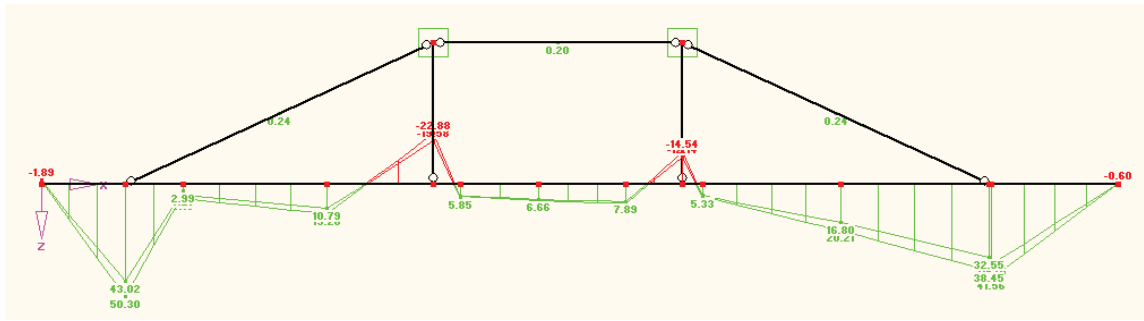


Abbildung 32: Momentenverlauf im Hängewerk

Nach der erneuten Simulation des gesamten Tragwerks, inklusive des Hängewerks, ergaben sich folgende relevanten Daten:

Maximale Durchbiegung $u = 4,1 \text{ cm}$

Extremales Biegemoment $M_{\max,d} = 50,3 \text{ kNm}$

Die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit erfolgt auf Basis der DIN 1052:2004-08:

Charakteristische Biegefestigkeit für Nadelholz C30:

$$f_{m,y,k} = 30 [N/mm^2]$$

Lasteinwirkungsdauer nach DIN 1055 Teil 100

Für Eigengewicht: \rightarrow ständig

Für Nutzlast: \rightarrow kurz

Die maßgebende Lasteinwirkungsdauer resultiert somit aus der Einwirkung Nutzlast und ist daher mit kurz anzunehmen.

Die gemessene Holzausgleichsfeuchte der Dachkonstruktion bewegt sich im Bereich von 10 bis 20 %. Somit ist für die Holzbauteile nach DIN 1052:2004-08 die Nutzungs-kategorie 2 anzusetzen. Aus der Nutzungskategorie 2 und dem Baustoff Nadelholz ergibt sich ein Modifikationsbeiwert k_{mod} für die Materialeigenschaften von:

$$k_{\text{mod}} = 0,9$$

Der Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1052:2004-08 beträgt für Nadelholz:

$$\gamma_m = 1,3$$

Bemessungswert der Biegefestigkeit:

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 30}{1,3} = 20,8 [N/mm^2] \rightarrow 2,08 [KN/cm^2]$$

Widerstandsmoment des Querschnitts:

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 26^2}{6} = 2253 [cm^2]$$

Extremale Biegemoment im Bauteil:

$$\max M_{y,d} = 50,3[\text{KNm}] \rightarrow 5030[\text{KNcm}]$$

Vorhandene Biegespannung im Träger:

$$\delta_{m,y,d} = \frac{\max M_{y,d}}{W_y} = \frac{5030}{2253} = 2,23[\text{KN/cm}^2]$$

Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit:

$$\frac{\delta_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0 = \frac{2,23}{2,08} = 1,07 \cong 1,0$$

4.3.2 Bemessung des Hängewerkes

In einem Hängewerk treten konstruktionsbedingt große Normalkräfte auf. Die Nachweise der Hängepfosten auf Querschnittstragfähigkeit und Stirnversätze werden mit den folgenden Rechnungen geführt.

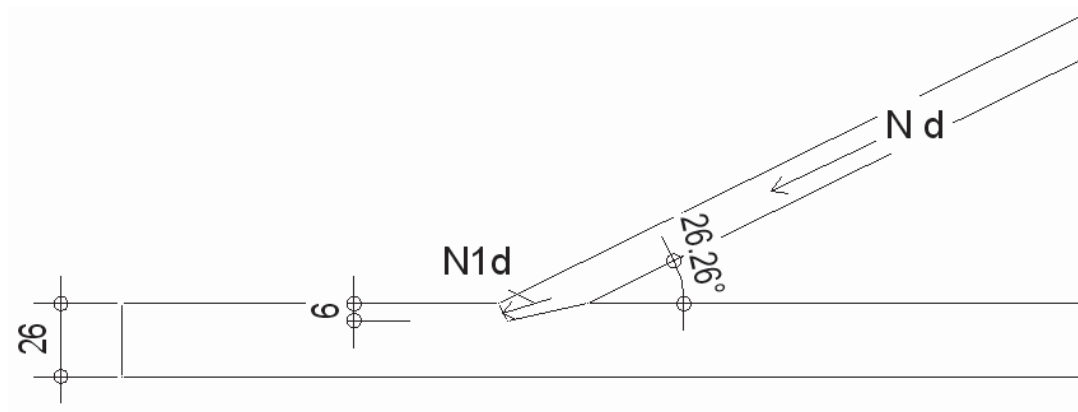


Abbildung 33: Anschluss Strebe an Deckbalken mittels Stirnversatz

Aus dem Stabwerksprogramm ergeben sich folgende extremale Normalkräfte:

$$\text{Druckkraft: } N_{d\min} = -177,97 \text{ kN}$$

$$\text{Zugkraft: } N_{d\max} = 121,75 \text{ kN}$$

Die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit erfolgt auf Basis der DIN 1052:2004-08:

Charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser für Nadelholz C30:

$$f_{c,0,k} = 23[\text{N/mm}^2]$$

Lasteinwirkungsdauer nach DIN 1055 Teil 100

Für Eigengewicht: → ständig

Für Nutzlast: → kurz

Die maßgebende Lasteinwirkungsdauer resultiert somit aus der Einwirkung Nutzlast und ist daher mit kurz anzunehmen.

Die gemessene Holzausgleichsfeuchte der Dachkonstruktion bewegt sich im Bereich von 10 bis 20 %. Somit ist für die Holzbauteile nach DIN 1052:2004-08 die Nutzungs-kategorie 2 anzusetzen. Aus der Nutzungskategorie 2 und dem Baustoff Nadelholz ergibt sich ein Modifikationsbeiwert k_{mod} für die Materialeigenschaften von:

$$k_{\text{mod}} = 0,9$$

Der Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1052:2004-08 beträgt für Nadelholz:

$$\gamma_m = 1,3$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 23}{1,3} = 15,92 [N/mm^2] \rightarrow 1,59 [KN/cm^2]$$

Maximale Druckspannung im Bauteil:

$$\begin{aligned} \text{Querschnittsfläche:} \quad A &= b \cdot h \\ A &= 16 \cdot 14 = 224 [cm^2] \end{aligned}$$

Die maximal vorhandene Druckspannung beträgt:

$$\begin{aligned} \max \sigma_{c,0,d} &= \frac{F_d}{A} \\ \max \sigma_{c,0,d} &= \frac{|-177,97|}{224} = 0,79 [KN/cm^2] \end{aligned}$$

Knickbeiwert k_c beträgt:

$$\begin{aligned} k_c &= \min \left\{ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}; 1 \right\} \\ k_c &= \min \left\{ \frac{1}{1,59 + \sqrt{1,59^2 - 1,40^2}}; 1 \right\} \\ k_c &= 0,43 \end{aligned}$$

mit:

$$\begin{aligned} k &= 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2] \\ k &= 0,5 \cdot [1 + 0,2 \cdot (1,40 - 0,3) + 1,40^2] \\ k &= 1,59 \end{aligned}$$

und:

$$\beta_c = 0,2 \quad \text{für Vollholz}$$

und mit dem bezogenen Schlankheitsgrad:

$$\lambda_{rel,c} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$$\lambda_{rel,c} = \frac{82,10}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{2,30}{800}} = 1,40$$

mit:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{332}{(0,289 \cdot 14)} = 82,1$$

Nachweise für Stäbe mit planmäßig mittigem Druck

$$\frac{\delta_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0 = \frac{0,79}{0,43 \cdot 1,59} = \underline{\underline{1,15 < 1,0}}$$

4.3.3 Bemessung der Stirnversätze

Der Anschluss der Streben des Hängewerks erfolgt mittels Stirnversätze. Versätze stellen reine Druckverbindungen dar, bei denen die einwirkende Kraft unter einem Winkel zur Faser angreift. Druck unter einem Winkel zur Faser bedeutet aber, dass eine aus der Kraft resultierende Spannungskomponente in Faserrichtung und eine zweite dazu senkrecht wirkt. Bei der hier ausgeführten Versatzart wird die stirnseitige Kontaktfläche in Richtung der Winkelhalbierenden des Außenwinkels der beiden miteinander verbundenen Hölzer gelegt (Abbildung 34). Da nach DIN 1052, Abschnitt 15.1 (2) in den Kontaktflächen eines Versatzes keine Reibungskräfte rechnerisch angesetzt werden dürfen, können somit nur Druckkräfte, die orthogonal zur Kontaktfläche stehen, übertragen werden. Diese stehen geometriebedingt somit in beiden Hölzern unter dem gleichen Winkel zur Faserrichtung (Abbildung 34), was bedeutet, dass in beiden Hölzern die Tragfähigkeit für Druck unter einem Winkel zur Faser voll ausgenutzt wird. In dem hier vorliegenden Fall verlaufen die beiden mit einander verbundenen Hölzer unter einem Innenwinkel von 26°. Daraus resultiert ein Außenwinkel von 180° - 26° = 154°, welcher durch die Winkelhalbierende in zwei Winkel von je 77° zerlegt wird. Da die Druckkräfte senkrecht zur Kontaktfläche stehen, verlaufen sie unter 90° - 77° = 13° zur Faserrichtung des jeweiligen Holzes. Dem Vorteil der optimalen Festigkeitsausnutzung steht bei dieser Versatzart der Aufwand beim manuellen Abbund gegenüber, da hier schräg verlaufende Winkelschnittepräzise gearbeitet werden müssen. Die hier vorliegende Versatzart weist zwar ein günstigeres Tragverhalten hinsichtlich des Drucks unter einem Winkel zur Faser auf, aber in der langen Versatzfläche bildet sich durch Schwindverformungen oder Ungenauigkeiten in der Herstellung oft eine klaffende Fuge, so dass die auf diese Fläche wirkende Druckkomponente nicht oder nur schlecht übertragen werden kann. Die Tragfähigkeit eines Versatzes wird im Wesentlichen von den folgenden drei Faktoren beeinflusst:

- der Versatztiefe t_v
- dem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung des Holzes
- der Vorholzlänge l_v

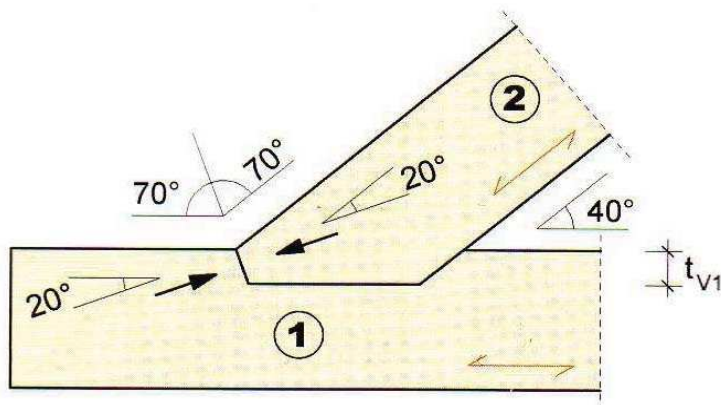


Abbildung 34: Winkelverteilung beim Stirnversatz

Die Versatztiefe t_v bestimmt die Größe der Kontaktfläche, die zur Kraftübertragung herangezogen werden kann. Um das eingeschnittene Holz – in diesem Fall den Deckenbalken – nicht zu stark zu schwächen, sind in der Norm entsprechend maximale einschnittiefen angegeben (Abbildung 35). Diese Tiefen sind primär von der Neigung der Strebe abhängig.

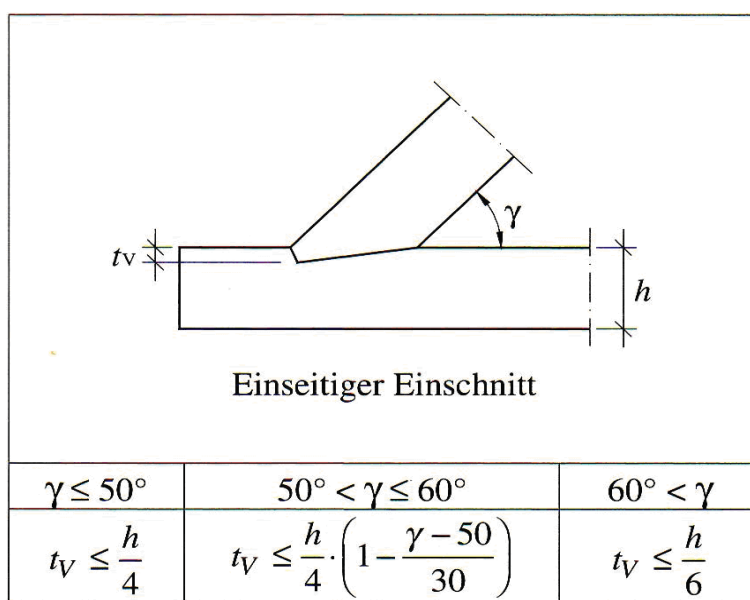


Abbildung 35: Maximale Einschnittiefen für Stirnversätze

In dem hier vorliegenden Fall, mit einer Strebenneigung von $\gamma = 26,26^\circ$, darf die Tiefe des Einschnittes im Balken maximal $\frac{h}{4} = \frac{26}{4} = 6,5[\text{cm}]$ betragen. Da die vorhandene Einschnitttiefe nur 6,0 [cm] beträgt ist diese Bedingung der Norm eingehalten.

Ein weiteres wichtiges Merkmal ist die Länge des Vorholzes. Ist die Vorholzlänge l_v zu kurz, so kann das Vorholz des Balkens abscheren. Unabhängig von der rechnerisch erforderlichen Vorholzlänge sollte aus konstruktiven Gründen die Länge immer ≥ 20 [cm] sein. Bei dem Hängewerk ist diese konstruktive Empfehlung mehr als erfüllt. Hier steht eine Länge von über 1,5 [m] zu Verfügung.

Bei der Bemessung eines Stirnversatzes müssen zwei Nachweise geführt werden. Zum einem muss der Nachweis der Kontraktspannung in der Stirnfläche erfolgen, zum anderen der Nachweis der Schubspannung im Vorholz. Um die Nachweise führen zu können, muss in einem ersten Schritt die Strebekraft entsprechend zerlegt werden.

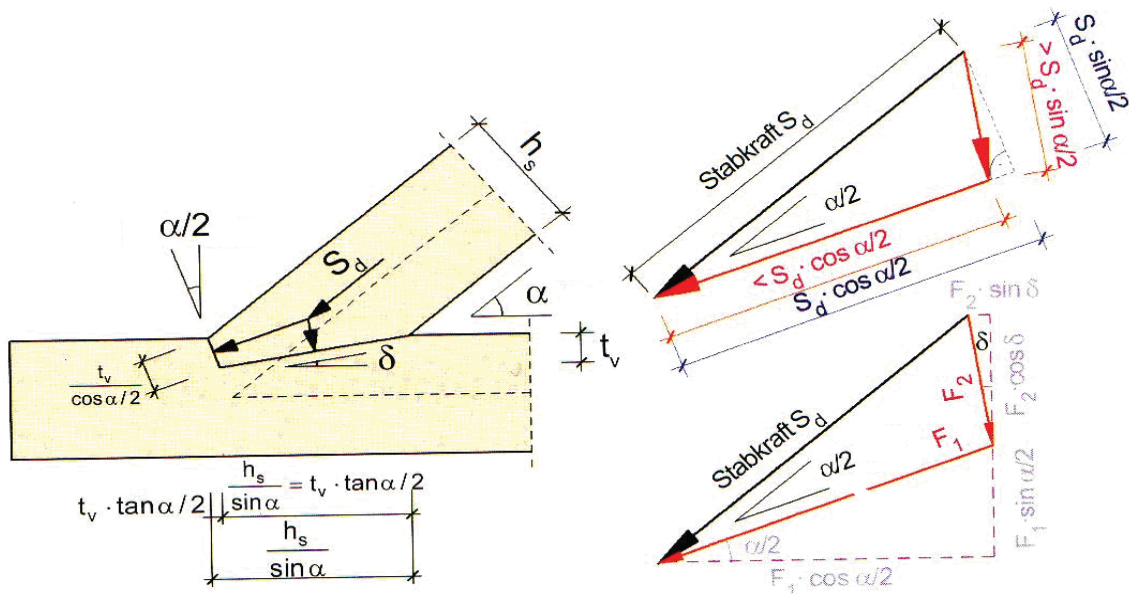


Abbildung 36: Zerlegung der Strebekraft

Hierbei muss zuerst der Winkel δ bestimmt werden. Dieser hängt außer vom Strebenneigungswinkel α noch von der Strebenehöhe h_s und der Einschnitttiefe t_v ab. Da der Winkel δ einen Einfluss auf die Kräfte in den Versatzflächen hat, sind die Einzelkräfte sowohl von der Strebenehöhe und der Einschnitttiefe als auch von der Strebenneigung abhängig.

$$\delta = \arctan \frac{t_v}{\frac{h_s}{\sin \alpha} - t_v \cdot \tan \frac{\alpha}{2}} = \frac{6,0}{\frac{16}{\sin 26} - 6,0 \cdot \tan \frac{26}{2}} = 9,7^\circ$$

Aus dem Gleichgewicht der Kraftkomponenten in vertikaler und horizontaler Richtung

$$\sum V = 0 = F_2 \cdot \cos \delta + F_1 \cdot \sin \frac{\alpha}{2} - S_d \cdot \sin \alpha$$

$$\sum H = 0 = -F_2 \cdot \sin \delta + F_1 \cdot \cos \frac{\alpha}{2} - S_d \cdot \cos \alpha$$

errechnet sich die Kontaktkraft in der Stirnfläche des Versatzes zu:

$$F_1 = S_d \cdot \frac{\sin \alpha \cdot \tan \delta + \cos \alpha}{\sin \frac{\alpha}{2} \cdot \tan \delta + \cos \frac{\alpha}{2}}$$

$$F_1 = 178 \cdot \frac{\sin 26^\circ \cdot \tan 9,7^\circ + \cos 26^\circ}{\sin \frac{26^\circ}{2} \cdot \tan 9,7^\circ + \cos \frac{26^\circ}{2}}$$

$$F_1 = 171,13 [KN]$$

Die senkrecht zum Versatzboden wirkende Druckkraft ergibt sich zu:

$$F_2 = S_d \cdot \left(\frac{\sin \alpha \cdot \tan \delta + \cos \alpha}{\sin \frac{\alpha}{2} \cdot \tan \delta + \cos \frac{\alpha}{2}} \cdot \cos \frac{\alpha}{2} - \cos \alpha \right) \cdot \frac{1}{\sin \delta}$$

$$F_2 = S_d \cdot \left(\frac{\sin 26^\circ \cdot \tan 9,7^\circ + \cos 26^\circ}{\sin \frac{26^\circ}{2} \cdot \tan 9,7^\circ + \cos \frac{26^\circ}{2}} \cdot \cos \frac{26^\circ}{2} - \cos 26^\circ \right) \cdot \frac{1}{\sin 9,7^\circ}$$

$$F_2 = 39,70 [KN]$$

Aus den zuvor berechneten Kraftkomponenten lässt sich folgende Einwirkung auf die Kontaktflächen errechnen:

In der Stirnfläche:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_1}{A} = \frac{F_1}{b \cdot \frac{t_v}{\cos \alpha/2}} = \frac{171,13}{20 \cdot \frac{6,0}{\cos 26^\circ/2}} = \frac{171,13}{123,16} = 1,39 [KN/cm^2]$$

Im Versatzboden:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_2}{A} = \frac{F_2}{b \cdot \left[\left(\frac{h_s}{\sin \alpha} - t_v \cdot \tan \frac{\alpha}{2} \right) / \cos \delta \right]}$$

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{39,70}{20 \cdot \left[\left(\frac{16}{\sin 26^\circ} - 6,0 \cdot \tan \frac{26^\circ}{2} \right) / \cos 9,7^\circ \right]} = 0,056 [KN/cm^2]$$

Für einen Stirnversatz berechnet sich der Bemessungswert der Festigkeit für Druck unter einem Winkel für die Stirnfläche nach DIN 1052 Abschnitt 15.1 Gleichung 284 wie folgt:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

mit:

Bemessungswert der Druckfestigkeit parallel zu Faser:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 23}{1,3} = 15,92 [N/mm^2] \rightarrow 1,59 [KN/cm^2]$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit rechtwinklig zu Faser:

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 2,7}{1,3} = 1,87 [N/mm^2] \rightarrow 0,187 [KN/cm^2]$$

Bemessungswert der Schubfestigkeit:

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 2,0}{1,3} = 1,38 [N/mm^2] \rightarrow 0,138 [KN/cm^2]$$

Winkel Kraft zur Faser:

$$\alpha = 13^\circ$$

Bemessungswert der Festigkeit für Druck unter einem Winkel zur Faser:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{1,59}{\sqrt{\left(\frac{1,59}{2 \cdot 0,187} \cdot \sin^2 13^\circ\right)^2 + \left(\frac{1,59}{2 \cdot 0,138} \cdot \sin 13^\circ \cdot \cos 13^\circ\right)^2 + \cos^4 13^\circ}}$$

$$f_{c,\alpha,d} = 0,98 [KN/cm^2]$$

Nachweis der Kontaktpressung an der Stirnfläche:

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{f_{c,\alpha,d}} \leq 1,0 = \frac{1,39}{0,98} = 1,41 > 1,0$$

Der Nachweis der Kontaktpressung im Versatzboden wird im Gegensatz zur Stirnfläche mit der Gleichung 49 des Abschnittes 10.2.5 der DIN 1052. Dabei berechnet sich der Bemessungswert der Druckfestigkeit unter einem Winkel zur Faser nach Gleichung 52 desselben Abschnittes.

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

mit:

Bemessungswert der Druckfestigkeit parallel zu Faser:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 23}{1,3} = 15,92 [N/mm^2] \rightarrow 1,59 [KN/cm^2]$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit rechtwinklig zu Faser:

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 2,7}{1,3} = 1,87 [N/mm^2] \rightarrow 0,187 [KN/cm^2]$$

Bemessungswert der Schubfestigkeit:

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 2,0}{1,3} = 1,38 [N/mm^2] \rightarrow 0,138 [KN/cm^2]$$

Winkel Kraft zur Faser:

$$\alpha = 9,7^\circ$$

Bemessungswert der Festigkeit für Druck unter einem Winkel zur Faser:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{1,59}{\sqrt{\left(\frac{1,59}{0,187} \cdot \sin^2 9,7^\circ\right)^2 + \left(\frac{1,59}{1,5 \cdot 0,138} \cdot \sin 9,7^\circ \cdot \cos 9,7^\circ\right)^2 + \cos^4 9,7^\circ}}$$

$$f_{c,\alpha,d} = 0,99 [KN/cm^2]$$

Nachweis der Kontaktpressung an der Stirnfläche:

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_{c,\alpha} \cdot f_{c,\alpha,d}} \leq 1,0 = \frac{0,056}{1,0 \cdot 0,99} = 0,056 < 1,0$$

mit:

$$k_{c,\alpha} = 1 + (k_{c,90} - 1) \cdot \sin \alpha$$

$$k_{c,\alpha} = 1 + (1 - 1) \cdot \sin 9,7$$

$$k_{c,\alpha} = 1$$

Neben dem Nachweis der Kontaktpressung ist zusätzlich ein Nachweis der Schubspannung im Vorholz notwendig. Mit diesem Nachweis ist sicherzustellen, dass die im Vorholz auftretenden Scherspannungen schadlos aufgenommen werden können. Die rechnerische Vorholzlänge darf dabei einen Wert von $l_v \leq 8 \cdot t_v$ nicht überschreiten. Dies ist damit zu erklären, dass beim rechnerischen Nachweis eine konstante Schubspannung τ_d angenommen wird. Wie jedoch in (Abbildung 37) dargestellt, ist dies jedoch eine grobe Näherung. Tatsächlich stellt sich eine Schubspannungsverteilung ein, die eine ausgeprägte Spitze am Einschnitt aufweist und dann sehr schnell abklingt. Eine Scherspannung ist somit nur über einen Bereich von etwa $8 \cdot t_v$ wirksam. Aus konstruktiven Gründen ist eine Vorholzlänge von $l_v \geq 20 [cm]$ immer zu empfehlen.

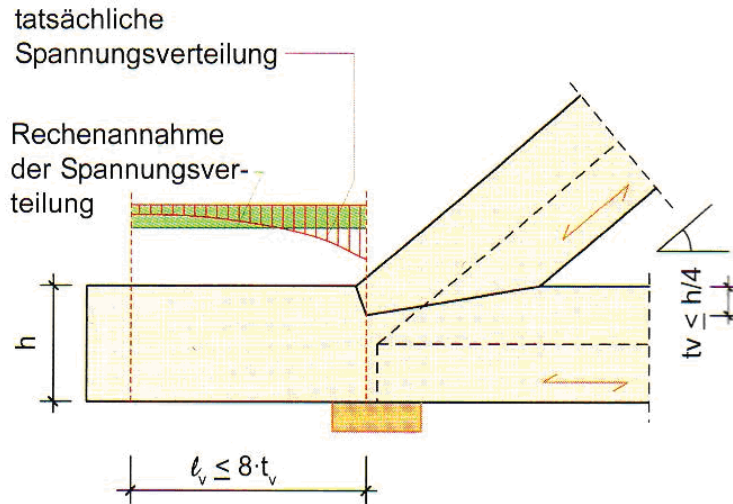


Abbildung 37: Schubspannungsverteilung in Vorholz

Die horizontale Kraftkomponente aus der Strebenkraft wird wie folgt berechnet:

$$F_{\text{hori},d} = S_d \cdot \cos \alpha$$

$$F_{\text{hori},d} = 178 \cdot \cos 26$$

$$F_{\text{hori},d} = 159,99 [\text{KN}]$$

Aus dieser Kraftkomponente ergibt sich somit eine Schubspannung von:

$$\tau_d = \frac{F_{\text{hori},d}}{b_s \cdot l_v}$$

mit:

Vorholzlänge

$$l_v = 8 \cdot t_v$$

$$l_v = 8 \cdot 6,0$$

$$l_v = 48 [\text{cm}]$$

Schwellenbreite

$$b_s = 20 [\text{cm}]$$

daraus folgt eine Schubspannung von:

$$\tau_d = \frac{159,99}{20 \cdot 48} = 0,167 [\text{KN}/\text{cm}^2]$$

Bemessungswert der Schubfestigkeit:

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m} = \frac{0,9 \cdot 2,0}{1,3} = 1,38 [\text{N}/\text{mm}^2] \rightarrow 0,138 [\text{KN}/\text{cm}^2]$$

Nachweis der Schubspannung im Deckenbalken:

$$\frac{\tau_{,d}}{f_{v,d}} \leq 1,0 = \frac{0,167}{0,138} = 1,21 > 1,0$$

Wie in diesen Nachweis gezeigt, ist die Stirnversatzverbindung nach heutiger Norm (DIN 1052:2004) nicht ausreichend Tragfähig. Die gültigen Normen beinhalten jedoch eine zweifache Sicherheit. Bei den Tragfähigkeitsnachweise der Verbindung sind die zulässigen Werte zwar überschritten, aber bewegen sich noch immer in dem zweifachen Sicherheitsbereich. Daraus kann abgeleitet werden, dass das Hängewerk nach der Erfahrung und Kenntnis der Baumeister zu dem Zweck der verbesserten Lastabtragung gerade ausreichend dimensioniert wurde.

Die Rechnungen nach gegenwärtiger Normung basieren auf dem Sicherheitskonzept von DIN 1055-100. Darin sind die Sicherheiten mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen und dem Teilsicherheitsbeiwert für das Material berücksichtigt. Zusätzlich werden für die Nachweise nach DIN 1052 auf der Widerstandsseite mit dem Modifikationsbeiwert sowie der 95%tige Wahrscheinlichkeit einer tatsächlich höheren Festigkeit zusätzliche Sicherheiten in dem Nachweis berücksichtigt. Um abseits dieser Annahmen eine verlässliche Angabe über die Festigkeit der Bauteile zu erhalten, wären Festigkeitsmessungen an zu beurteilenden Bauteilen erforderlich.

Die Wahl einfacher statischer Systeme mit dem Aspekt ein möglichst ungünstiges Tragverhalten der Konstruktion zu modellieren, sollte die für das Tragverhalten ungünstigste Situation erfassen. Zu der Simulation im Stabwerksprogramm sei noch angemerkt dass die Vertikallasten des Turms über die Streben der Turmkonstruktion nach Außen besser verteilt werden als simuliert.

5 Die Turmkonstruktion

Die Dachkonstruktion ist bis auf die im Folgenden angeführten Probleme in einem sehr guten Zustand. Um diesen Zustand nicht in Gefahr zu bringen, sollten die vorhandenen Schadstellen möglichst schnell behoben werden.

5.1 Zustand

Die verzinkte Stahlblech-Abdeckung der Plattform unter der Glocke ist undicht und muss erneuert werden, um eine Schädigung der Holzkonstruktion zu vermeiden.

Im gleichen Zug müssen die Holzgeländer, sowie die Verkleidungsbretter der Stiele ausgetauscht werden. Diese Bauteile sind einmal zur Zierde und im anderen Fall als Witterungsschutz der Konstruktion vorgesehen. Sie haben ihre Lebensdauer überschritten und müssen bei einer Erneuerung der Blechabdeckung ohnehin entfernt werden.



Abbildung 38: Stahlblech-Abdeckung der Plattform

5.2 Sanierungsmaßnahmen

Bei der Herstellung der neuen Bauteile ist auf konstruktiven Holzschutz zu achten, damit befeuchtetes Holz schnell wieder abtrocknen kann. Bei der Montage der neuen Brüstungen sollten diese mindestens drei Zentimeter Abstand zu der angrenzenden Blechabdeckung haben. Die Verkleidungsbretter und das Holz der Brüstungen müssen entsprechend der DIN 68800 – 3 imprägniert werden, oder aus entsprechend resistenten Holzarten wie zum Beispiel Lärche oder Eiche gefertigt werden.

Im Übergang zwischen der blechbedeckten Turmverkleidung und dem unteren holzverkleideten Turmstumpf sind mehrere undichte Stellen im Blech. Die darunter liegen-

de Holzkonstruktion ist bereits durchfeuchtet. Diese Schadstellen müssen unverzüglich repariert werden.



Abbildung 39: Übergang Turmverkleidung

Die Blecheindeckung des Turmes weist an vielen Stellen Korrosion auf. Das verzinkte Stahlblech muss in den nächsten fünf Jahren ausgetauscht werden, da undichte Stellen danach zu ernsthaften Schäden führen werden. Statt verzinktem Blech sollte Zinkblech gewählt werden. Verzinktes Blech ist ein Stahlblech, dessen Oberfläche mit Zink veredelt wurde. Bei Beschädigungen dieser Oberflächenschicht fängt das darunter liegende Stahlblech an zu korrodieren. Zinkblech ist eine Stahllegierung, die durch ihre Eigenschaften widerstandsfähig gegen Umwelteinflüssen und damit wesentlich langlebiger ist.

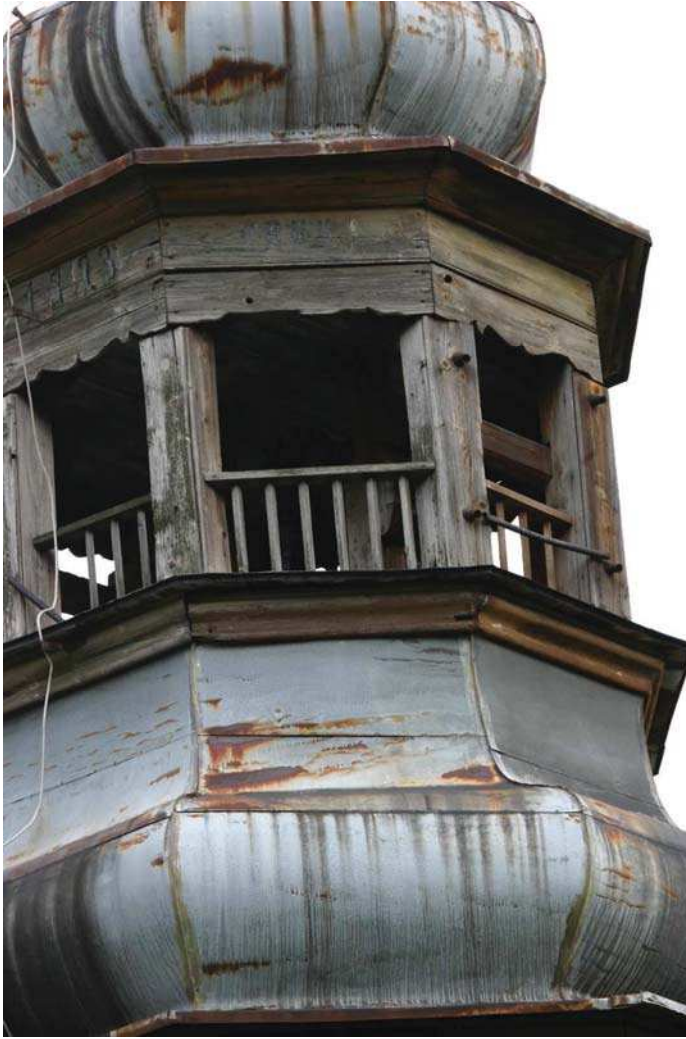


Abbildung 40: Verwitterte Blecheindeckung

Zwei Stiele der äußeren Turmhülle haben in der Höhe des Stuhles, aufgrund von Feuchtigkeit, einen Schaden erlitten. Dieser Schaden ruht auf einer Undichtigkeit in der Dacheindeckung. Bei der Erneuerung der Eindeckung im Jahre 2001 wurde die Ursache dieses Schadens bereits behoben. Im Zuge dieser Sanierungsmaßnahme wurden die defekten Teilbereiche der Stütze mit ca. 2,00 m langen Überblattung aus Kanthölzern verstärkt. Durch eine Holzfeuchtemessung (Abbildung 41) wurde der Erfolg der Sanierung bestätigt. Die Messung ergab im sanierten Bereichen eine normale Holzfeuchte von ca. 14,4 Vol.-%. Weitere Maßnahmen sind nicht notwendig.



Abbildung 41: Feuchtigkeitsmessung

5.3 Holzverbindungen in der Dachkonstruktion

Die Sparrenpaare wurden am Firstpunkt überblattet und mit Holznägeln gesichert.



Abbildung 42: Holzverbindung am Firstpunkt

Die Überzüge, auf denen der Turm ruht und die Balkenlage darunter wurden mit Auskämmungen gegen ein Verschieben gesichert und im Bereich des Hängewerks zusätzlich durch Bolzen befestigt.

Zapfenverbindungen sind selten und eigentlich nur bei den Turmstielen im Anschluss an die Balkenlage und des Stuhls an die Stiele zu finden. Alle anderen ursprünglichen Holzverbindungen sind Blätter, die meist als einseitige Schwalbenschwanzverbindungen ausgeführt sind. Diese Verbindungen wurden ebenfalls mit Holznägeln in der Lage gesichert.



Abbildung 43: Anschluss Kehlbalken an Sparren

Da sich mit der Zeit einige Verbindungen gelöst haben wurden zu späterer Zeit an den entsprechenden Verbindungen schmiedeeiserne Bolzen an Stelle der Holznägel eingebracht, teilweise aber auch zusätzlich.

Später eingebaute Hölzer wurden teilweise mit handgeschmiedeten Nägeln, zum Teil aber auch mit Bauklammern angeschlossen.



Abbildung 44: Lagesicherung der Bauteile durch metallische Verbindungsmittel

Die ursprüngliche Konstruktion wurde sicher ohne Metallverbindungen errichtet, da Metallverbindungen damals noch vergleichsweise teuer waren. Das deutet auf bereits vorangegangene zeitlich versetzte Maßnahmen hin. Selbst Dachlatten fanden wir – gerade im Bereich des Turmes -, die mit Holznägeln auf den Sparren befestigt wurden.

5.4 Aufbau und Tragverhalten der Turmkonstruktion

Die Position und die Konstruktion des Turms wurden im Laufe der Bauaufnahme wie folgt ermittelt. Augenscheinlich handelt es sich um einen achteckigen Zwiebelturm. Charakteristisch für einen solchen Turm ist sein Hauptstützenwerk. Der Turm gründet auf 8 Außen- und 8 Innenstützen, die in Form zweier gleichmäßiger Achtecke in einander angeordnet sind. Das äußere Achteck, bzw. die äußeren 8 Stützen tragen die formgebende Außenverschalung und stützen die Grate der unteren Zwiebel. Die obere Zwiebel, das eigentliche Turmdach, wird von den inneren 8 Stützen getragen, welche achssymmetrisch zu den Außenstützen in Form eines kleineren Achteckes angeordnet sind. Dieses Hauptstützenwerk aus 2 x 8 Stützen (Primärtragwerk), trägt die gesamten Eigen- bzw. Vertikallast der Turmkonstruktion auf die Deckenbalkenlage des Kirchenschiffes ab.

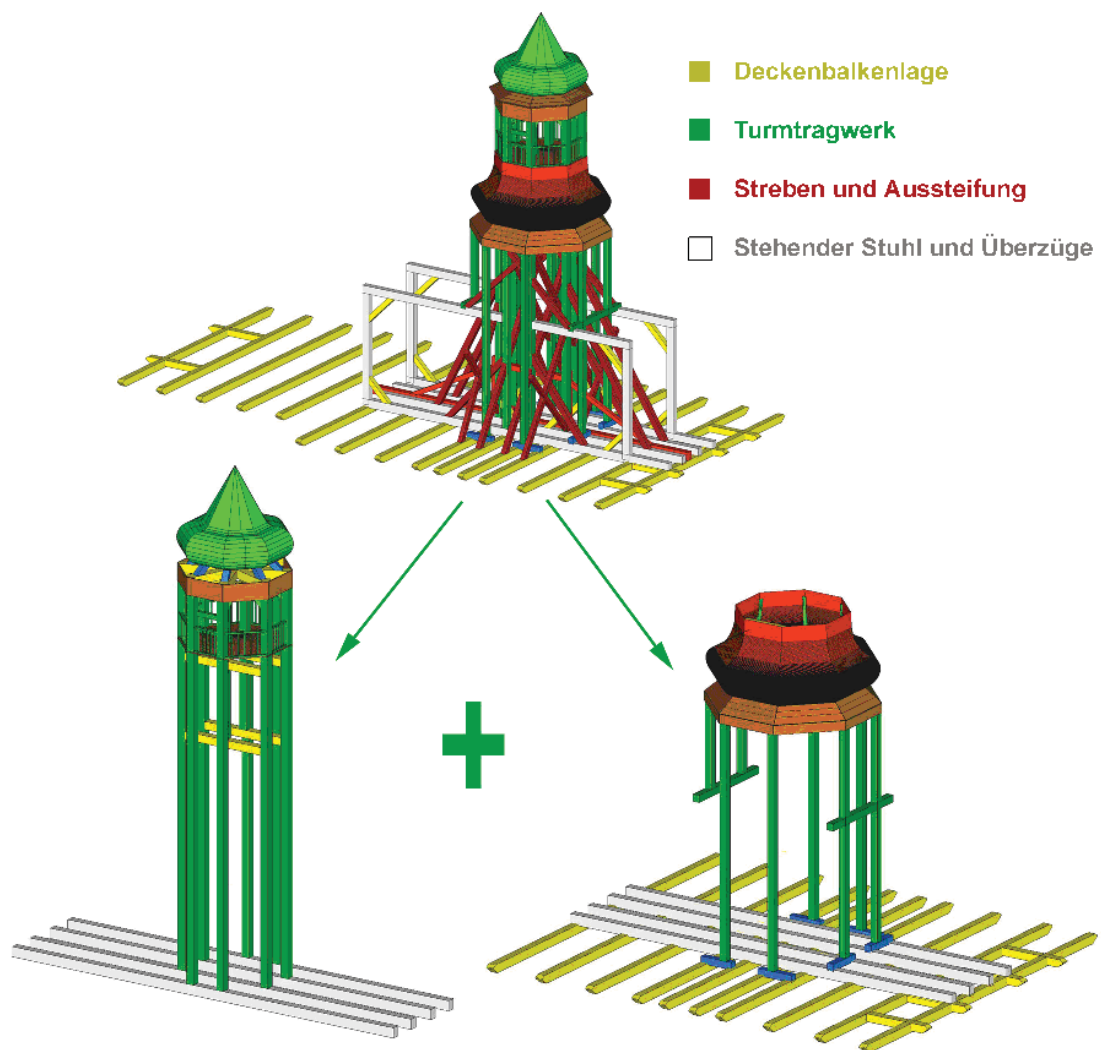


Abbildung 45: Hauptstützenwerk

Aufgrund der damals üblichen und handwerklich umsetzbaren Verbindungstechniken wurden fast alle Anschlüsse dieses Hauptstützenwerks und der Kirchenkonstruktion als Holz-Holzverbindungen ausgeführt. Verbindungsarten waren beispielsweise Zapfen mit Holznägeln oder einseitigem Schwalbenschwanzverbindungen.

Zum besseren Verständnis wurde die Abbildung 45 in zwei Teilsysteme aufgegliedert. Das linke Teilsystem zeigt den inneren Stützenkreis, das rechte System den äußeren Stützenkranz. Das innere Tragsystem ist für die Abtragung der Lasten aus Eigengewicht der Konstruktion, Eigengewicht der oberen Dachkonstruktion (auch Zwiebel genannt), dem Gewicht der Glocke und aus der Verkehrslast der Turmplattform verantwortlich. Da das innere System die höheren Turmlasten ableiten muss, steht die Konstruktion auf vier Überzügen, die wiederum ihre Last an die Deckenbalkenlage weitergeben. Das äußere Stützensystem ist ausschließlich für die Abtragung der Lasten aus Eigengewicht der Konstruktion, aus Eigengewicht der unteren Zwiebel sowie der Lasten der Fassadenbekleidung zuständig. Vier Stützen des äußeren Systems lagern sich über Pfetten auf den zweifach stehenden Stuhl auf. In einer späteren Maßnahme wurde zwei der Stiele bis auf die Balkenlage verlängert.



Abbildung 46: Holzverbindungen

Alle Holz - Holzverbindungen waren baustellengerecht und schnell herzustellen, daher kostengünstig mit geringem Planungsaufwand umzusetzen. Die meisten Helfer und Zimmermänner besaßen die Grundkenntnisse dieser Verbindungstechnik und das nötige Werkzeug zur Umsetzung. Nachteil dieser Verbindungen war und ist ihr großes Verformungsvermögen, was wir hier kurz am Beispiel der Turmaussteifung erläutern. Obwohl das oben beschriebene und dargestellte Hauptstützenwerk mit Riegeln untereinander verbunden und verzapft ist, ist die Standsicherheit des Turms keineswegs gewährleistet. Seitenbelastungen, wie Wind in Längs- und Querrichtung auf den Turm würden die Zapfenverbindungen derart verformen das alle Vertikalstützen einzeln und für sich, dem Wind „ausgesetzt“ wären. Da die einzelne Stütze aufgrund ihrer Länge und geringen Aufstandsfläche dazu keineswegs in der Lage ist, konstruierte man zwei Strebenwerke, eines in Längs- und eines Querrichtung, zur Aussteifung der gesamten Turmkonstruktion. Beide Strebenwerke, Inneres und Äußeres schließen an die inneren 8 Stützen an und steifen diese aus. Weitere Aufgabe dieser Streben ist die Knickaussteifung der Stützen. Die Stützen sind sehr lang und vom Querschnitt her eher schlank. Deshalb ist eine Reduzierung der Knicklänge notwendig, was durch die Streben erfolgt.

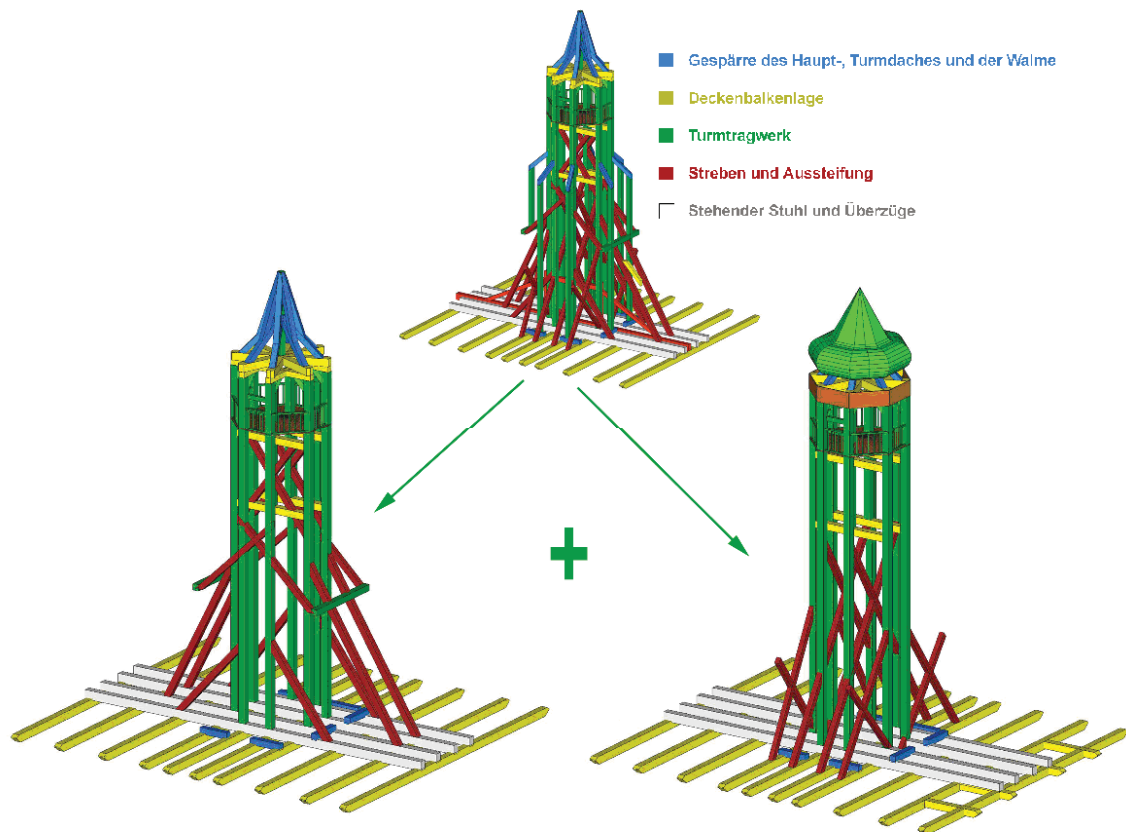


Abbildung 47: Aussteifung des Turms in Längs – und Querrichtung

Obwohl diese Streben ähnlich den Riegeln und Stützen auch über Holz-Holzverbindungen angeschlossen wurden, ist ihre Wirkungsweise im Tragwerk des Turms ein andere. Aufgrund ihrer Geometrie, ihres Neigungswinkels und besonders aufgrund ihrer symmetrischen Anordnung, Strebenpaare stehen sich stets gegenüber, werden Tragwerksbewegungen über Druck der Anschlussflächen der Verbindung an andere Bauteile weitergeleitet und umgelenkt. Hier könnten die Holz-Holzverbindungen daher schon fast als eine Art reine Lagesicherung der Bauteile angesehen werden. Das große Verformungsverhalten von Holz-Holzverbindungen bei Zugbelastung, hätte sonst für die Gesamtstabilität des Tragwerks weit reichende Folgen. Große Verformungen lösen bei einer solch hohen und schlanken Konstruktion unkontrollierte Tragwerksbewegung aus, die zur Überbeanspruchung von Einzelbauteilen, Stützen, Riegelanschlüssen und Streben führen. Vermutung bleibt, dass die damaligen Baumeister diese Instabilität, bzw. Beweglichkeit der Konstruktion, gefühlsmäßig mit Druckstreben auszugleichen versuchten. Ordnet man den Einzelbauteilen über Farben und Kennzeichnung ihr Tragverhalten wie auf der Abbildung 47 zu, wird die Gesamtstruktur und Ordnung klar erkennbar. Nun lässt sich auch die für damalige Verhältnisse komplexe räumliche und planerische Leistung der damaligen Baumeister erahnen.

6 Innenbereich

Der Innenbereich des Gebäudes hat die typische Aufteilung einer einschiffigen Kirche. Vom Eingangsbereich aus kommt man in das Hauptschiff, in dem sich die Sitzbänke befinden. Zusätzliche Sitzgelegenheit bietet die im nachfolgenden Abschnitt 7 beschriebene Empore auf der sich auch die Orgel befindet. Im Anschluss an das Hauptschiff befindet sich der Altarraum. Im Anschluss daran die Sakristei.

6.1 Vorüberlegungen zur Nutzung

Bei dem Gebäude handelt es sich um einen regelmäßig genutzten Aufenthaltsraum für größere Menschenmengen. Aus dem Umstand, dass dieser Raum unbeheizt ist, ergeben sich bauphysikalische Probleme im Bereich des Feuchteschutzes und der Vermeidung von Schimmel, welche in den Sanierungsvorschlägen berücksichtigt werden müssen.

6.2 Vorüberlegungen zum Denkmalschutz

Das Gebäude steht nicht unter Denkmalschutz, in diesem Konzept wird dennoch die Fragestellung nach der Zusammenführung der Interessen von Nutzung und Kultur beachtet. Daher wird der Grundsatz für den Innenbereich des Sanierungsvorschlages die größtmögliche Erhaltung der originalen Substanz sein. Zerstörungen, die immer den Verlust an originaler Substanz bedeuten werden lediglich selektiv an schadhafte Stellen ausgeführt. Diese Stellen zeigen sich im Innenbereich der Kirche vorwiegend als Feuchteschäden an den Wänden, im Bereich des Sockels, sowie als Haarrisse und Einzelrisse.

6.3 Sanierungsplanung

Im Gegensatz zu Deutschland gibt es in Polen keine Institutionen, die sich um die Belange des Denkmalschutzes kümmern, bzw. deren Einhaltung überwachen. In Deutschland würde ein solches Gebäude als schützenswert erachtet werden und unter Denkmalschutz gestellt. Die folgende Sanierungsplanung versucht die deutschen Anforderungen hinsichtlich des Denkmalschutzes aufzunehmen und umzusetzen.

6.3.1 Allgemein

Bei dem Bauvorhaben handelt es sich um ein Projekt des Bauens im Bestand. Dies birgt Risiken die bei Neubauten nicht auftreten. So kann kein bis ins kleinste Detail ausgearbeitetes Sanierungskonzept erstellt werden, nach dem eins zu eins gearbeitet werden kann. Es besteht durchaus die Möglichkeit, dass nach dem Entfernen des Putzes weitere Schäden auftreten, die vorher nicht erkannt werden konnten und somit auch nicht Bestandteil des Sanierungskonzeptes sind. Daher kann das folgende Kon-

zept nur als grober Leitfaden, ohne genauen Zeit- und Materialplan angesehen werden.

6.3.2 Fußboden

Eine erste wichtige Beobachtung die wir bei der ersten Begehung des Gebäudes machten, waren die Feuchtigkeitsablagerungen (Abbildung 48) auf dem Bodenbelag. Resultierend aus dieser Beobachtung und den vielen Schäden am Putz der Wände und der Decke liegt die Vermutung nahe, dass eine relativ hohe Luftfeuchtigkeit vorliegt.



Abbildung 48: Feuchtigkeit im Bereich des Fußbodens

Diese Ursache kann durch eine kapillarbrechende Schicht unter den Bodenplatten behoben werden. Dazu müssen erstmal die Bodenplatten angehoben und aus der Kirche entfernt werden. Anschließend wird der Boden 20-30cm abschnittsweise ausgehoben. An dessen Stelle wird eine Kiesschicht mit der Korngröße 16/32 [mm] eingebaut, jedoch nicht wie üblich abgerüttelt, da die Erschütterungen das Gebäude schädigen könnten. Anschließend werden die Bodenplatten auf den Kies aufgelegt.

6.3.3 Wichtige Maßnahmen vor der Sanierung der Risse

Bevor mit der Sanierung begonnen wird, ist es wichtig zu klären, ob die Bewegungen, die zum Entstehen der Risse führten, beendet sind. Ist dies nicht der Fall, und die Risse weiten sich weiterhin, würden nach der Sanierung neue Risse entstehen.

Vor der Sanierung sollten daher Gipsmarken eingesetzt werden. Diese sind einfache und kostengünstige Hilfsmittel zur Kontrolle von Rissbewegungen. Dabei wird ein Streifen Gips (nach Abbildung 49) waagrecht über dem Riss aufgetragen. Vor dem Auftragen ist sicherzustellen, dass der Untergrund fest ist, und gesäubert wurde, damit die Haftung gewährleistet ist. Der Riss ist mit einer Linienmarkierung und dem Erstellungsdatum zu versehen. Jede Rissaufweitung führt zum Reißen der Gipsmarke, wobei sich das Maß der Rissbewegung aus dem Abstand der Rissufer und dem Versatz der Linienmarkierung ersehen lässt. Rissveränderungen zeigen sich als Zerstörung oder Ablösung der Gipsmarke. Vor jeder Kontrolle der etwaigen Rissveränderung ist dabei durch Abklopfen zu prüfen, ob die Gipsmarke noch fest auf dem Untergrund haftet.

Die Gipsmarken sollten erst nach den Sanierungsmaßnahmen der Fundamente an signifikanten Stellen angebracht werden, welche von Fachpersonal vor Ort ausgewählt werden. Im Mindesten sollte aber jede der im folgenden Konzept erwähnten Rissarten mit einer Rissmarke kontrolliert werden.

Der Beobachtungszeitraum sollte mindestens ein halbes Jahr betragen. Erst wenn in dieser Zeit keine Veränderungen aufgetreten sind, ist es sinnvoll die eigentliche Sanierungsmaßnahme zu beginnen.

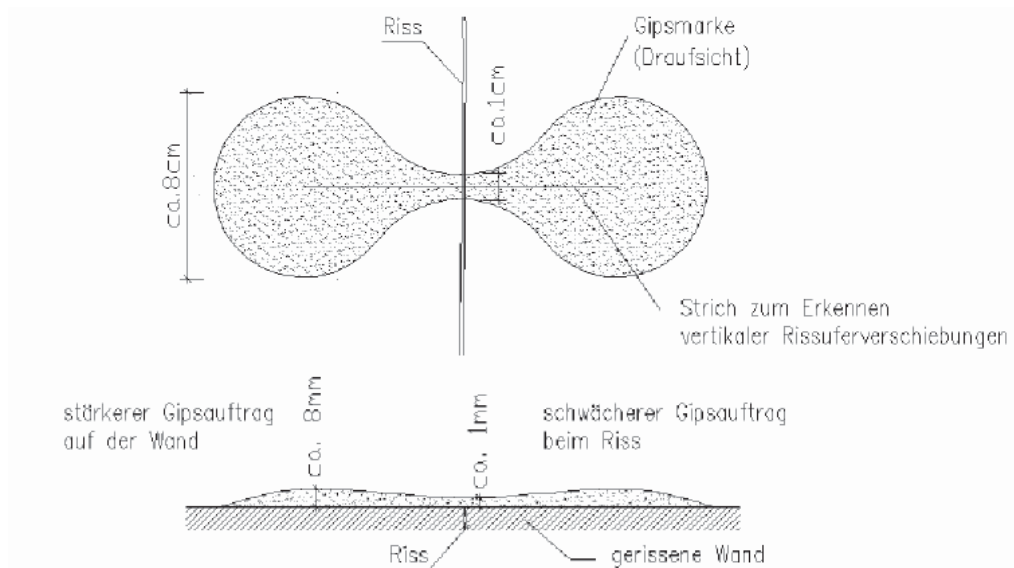


Abbildung 49: Ausbildung und Anordnung von Gipsmarken

6.3.4 Horizontaler Riss an der Nordseite

Dieser Riss ist nach unseren Befunden auf das Quellen und Schwinden der Holzkonstruktion zurückzuführen. Eine Lösung für die Ursache des Quellen und Schwindens wird in Abschnitt 9.3 beschrieben. An dieser Stelle wird auf die Beseitigung der sichtbaren Symptome eingegangen.



Abbildung 50: Horizontaler Riss mit Putzabplatzung

Die erste Maßnahme zur Sanierung ist die Freilegung der schadhaften Stellen. Hierbei ist darauf zu achten, dass der Putz ca. 10[cm] über die Schadstelle hinaus entfernt wird, damit die spätere Haftung des neuen Putzes sichergestellt wird. Hierbei sollte mit äußerster Vorsicht vorgegangen werden, damit der historische Putzträger, welcher aus Schilfrohr besteht, nicht beschädigt wird.

Gemäß dem Fall, dass es nicht möglich ist den beschädigten Putz zu entfernen, ohne auch den ursprünglichen Putzträger zu beschädigen, wird dieser durch einen neuen Putzträger mit identischer Konstruktion, der auf die Tragkonstruktion aufgenagelt wird, ersetzt. Da das Gebäude nicht unter Denkmalschutz steht, kann aber alternativ auch ein handelsüblicher Putzträger verwendet werden.

Anschließend wird die 3[mm] starke Unterputzschicht, bestehend aus 1RT (RT= Raumteil) Sumpfkalk und 3RT Sand 0-4mm, aufgebracht. Nach drei Tagen kann der Oberputz, welcher sich aus 1[RT] Sumpfkalk und 3[RT] Sand 0-2[mm] zusammensetzt, aufgetragen werden. Bevor die sanierte Stelle gestrichen werden kann muss auch der Oberputz trocknen. Hierfür wird wie beim Unterputz 1[Tag/mm] Dicke benötigt. Der Putz wird mit der Kelle angeworfen und anschließend bündig zum bestehenden Putz glatt gezogen. Der Oberputz ist zügig auszuführen, da durch langes Bearbeiten das Bindemittel an die Oberfläche tritt, was zu Rissbildung führt.

6.3.5 Abplatzungen im Sockelbereich

Dieser Schaden ist auf eine mangelhafte Haftung des Putzes auf der feuchten Sandsteinoberfläche des Sockels und auf Setzungen des Gebäudes zurückzuführen. Diese Setzungen beruhen auf dem Quellen und Schwinden der Blockbohlen. Bevor der neue Putz aufgebracht werden kann, müssen daher erst die Ursachen für die Schäden erst beseitigt werden. Diese Maßnahmen werden jedoch in einem anderen Kapitel abgehandelt (Abschnitt 9).



Abbildung 51: Abplatzungen im Sockelbereich

Damit der Putz auf dem Sandsteinfundament einen Haftgrund besitzt, muss ein Putzträger eingesetzt werden. Dafür ist der Putz bis ca. 10 [cm] über UK Holzschwelle incl. des Schilfrohrputzträgers zu entfernen. An die Schwelle wird nun der neue Putzträger, ebenfalls aus einem Schilfrohrgeflecht, angenagelt, welcher bis zum Fußboden reicht. Aus denkmalschutztechnischer Sichtweise sollte hier ein Kalkputz, welcher analog zu dem vor beschriebenen Abschnitt ausgeführt wird, angebracht werden. Es muss jedoch erwähnt werden, dass diese Ausführungsart Risiken birgt. Durch den Kalkputz wird die neue Horizontalsperre umgangen (Abschnitt 9). In Denkmalschutzgesetzen, wie beispielsweise im §7 des DSchG NRW, heißt es "Die Eigentümer und sonstigen Nutzungsberechtigten haben ihre Denkmäler instand zu halten, instand zu setzten, sachgemäß zu behandeln und vor Gefährdung zu schützen. Ein normaler Kalkputz würde diesem Gesetz widersprechen, weshalb hier von einer Verwendung eines dem Original ähnlichen Kalkputzes abzusehen ist.

Aus diesem Grund muss ein Sanierputz auf Kalk-Trass Basis verwendet werden. Sanierputze haben keine kapillaren Eigenschaften, welche die horizontale Abdichtung gefährden. Die Kalkbasis dieses Putzes gewährleistet weiterhin die Verträglichkeit mit dem bestehen Putz.

6.3.6 Einzelrisse

Durch das Quellen und Schwinden der Holzkonstruktion entstehen im Putz Spannungen. Sind diese Spannungen zu groß reißt der Putz auf. Besonders anfällige Stellen für diese Risse sind Bauteilgrenzen, wo ein Baustoff an einen andern grenzt. An Fenstern und Türen waren diese Risse besonders auffällig (vgl. Abbildung 52, Abbildung 53).



Abbildung 52: Einzelriss in der Putzoberfläche im Bereich der Fenster

Diese Risse gehen in der Regel bis auf den Putzgrund und können bei Nichtbehandlung zu Abplatzungen führen. Bei der nachträglich eingebauten Tür an der Ostseite des Hauptschiffes sind Einzelrisse besonders gut zu beobachten (Abbildung 53).



Abbildung 53: Einzelriss in der Putzoberfläche im Bereich der Tür

Deutlich sind hier die Umriss des nachträglich eingebauten Stiels neben der Tür zu sehen. Zur Sanierung dieser Risse muss der bestehende Putz ca. 10 [cm] um den Riss entfernt werden. Auch der Schilfrohrputzträger muss entfernt werden und durch einen neuen, stabileren Putzträger ersetzt werden. Dieser Putzträger wird auf die Blockbohlen aufgenagelt und sorgt so für eine gute Haftung des Putzes auf dem Holz. Treten weiterhin Spannungen auf, werden sie nun von dem Putzträger, und nicht mehr vom Putz selbst aufgenommen. Als Putz kann hier wieder ein Kalkputz aufgetragen werden, wie unter 6.3.4 beschrieben.

6.3.7 Haarrisse

Diese Rissart stellt den überwiegenden Anteil der Risse in dem Gebäude sowohl an den Wänden als auch an der Decke dar. Es sind feine, netzartig verlaufende Risse mit einer Breite von $\leq 0,2\text{mm}$, welche an der Oberfläche des Putzes verlaufen. Üblicherweise sind diese auf Spannungen, einen zu hohen Bindemittelanteil oder eine zu dicke Putzschicht zurückzuführen.

Aufgrund dessen, dass sich diese Risse im oberflächennahen Bereich des Putzes befinden, stellen sie keine Gefahr für die Funktion des Putzes da. Sie gelten daher als unwesentlicher Mangel. Die Kirche stellt jedoch einen Aufenthaltsraum da, und als solchem sind Anforderungen an die Optik durchaus zu berücksichtigen.

Große Sanierungsmaßnahmen sind bei diesen Rissen aber unnötig, da sie zu einer großen Zerstörung hervorrufen und zum anderen sehr teuer sind. Da ein einfacher Anstrich Rissbreiten bis 0,2mm überbrücken kann, und nach den vor beschriebenen Sanierungsmaßnahmen ein flächiger Anstrich notwendig wird, ist ein kompletter Neuanstrich der Kirche eine vergleichsweise günstige Maßnahme diese Risse zu überdecken.

7 Empore

Im Folgenden wird die Empore, die zum einen zusätzliche Sitzreihen für die Kirchgänger bietet und zum anderen die Orgel trägt, beschrieben.

Zu Beginn war auffällig, dass die Empore im Ganzen große Verformungen aufwies und der Steinfußboden unterhalb der Empore sehr feucht war.

Eine für Kirchen ungewöhnliche Konstruktion befindet sich im Eingangsbereich, wo zwei Bahnschienen zwischen den Unterzügen angeordnet sind.



Abbildung 54: Bahnschienen zur Verstärkung der Empore

Um die Empore betreten zu können, muss man durch eine Tür im Giebel, welche durch eine freistehende Treppe im Eingangsbereich erschlossen wird. Die Tür im Giebel ist nicht mittig vom Gebäude angeordnet und kann folglich nicht mit dem ursprünglichen Giebel in Verbindung gebracht werden. Auch die Anordnung der alten Schalung weist auf einen späteren Einbau der Tür hin.



Abbildung 55: Tür im Giebel

Die Deckenbalken der Empore sind in den Außenwänden eingelassen und liegen auf zwei Unterzügen auf. Diese Züge wiederum liegen quer zu der Giebelwand und den zwei Stützen mit Kopfbändern. Im Bereich der Orgel wurden zum Einbau der selbigen die Deckenbalken ausgeklinkt und verjüngt. Durch die daraus entstehenden Schwächungen des Holzes waren die Deckenbalken nicht mehr ausreichend tragfähig. Aus diesem Grund wurden die beiden Bahnschienen eingebaut, um die Balken zu unterstützen.

Ein weiteres auffälliges Merkmal sind die Anordnungen der Fenster. Im Gegensatz zur restlichen Fassadengestaltung der Kirche befinden sich im Emporenbereich die Fenster in einer anderen Höhe.



Abbildung 56: Fenster im Bereich der Galerie

Aus den zuvor ermittelten Fakten, besonders durch die Lage der Fenster, schließen wir, dass die Empore mit dem Bau der Kirche errichtet wurde. Die Befunde lassen die Möglichkeit eines Aufganges von Innen offen, aber man kann ausschließen, dass die Tür im Giebel zum Ursprungszustand gehört. Aus den vorgefundenen Bahnschienen folgern wir den nachträglichen Einbau der Orgel. Vermutlich wurde die Orgel erst nach 1900 in die Kirche eingebaut. Grund für diese Mutmaßung sind einerseits die Jahreszahlen auf den Eisenbahnschienen und zum anderen die ausgeklinkten Balken in der Balkenlage der Empore. Die Balken mussten ausgeklinkt werden, da die Konstruktionshöhe der Orgel größer ist als das lichte Maß zwischen der Oberkante Galerie und Unterkante der Decke.

Wir machten eine Bauaufnahme mit verschiedenen Messinstrumenten. Die Aufnahme geschah aus zwei Gründen: Zum einen sollte die Lage und die Verformung der Bauteile erfasst werden und andererseits eine Kartierung des Zustandes der Bauteile erstellt werden, um daraus Rückschlüsse für die Standsicherheit nach heutigen Sicherheitskonzept ziehen zu können.

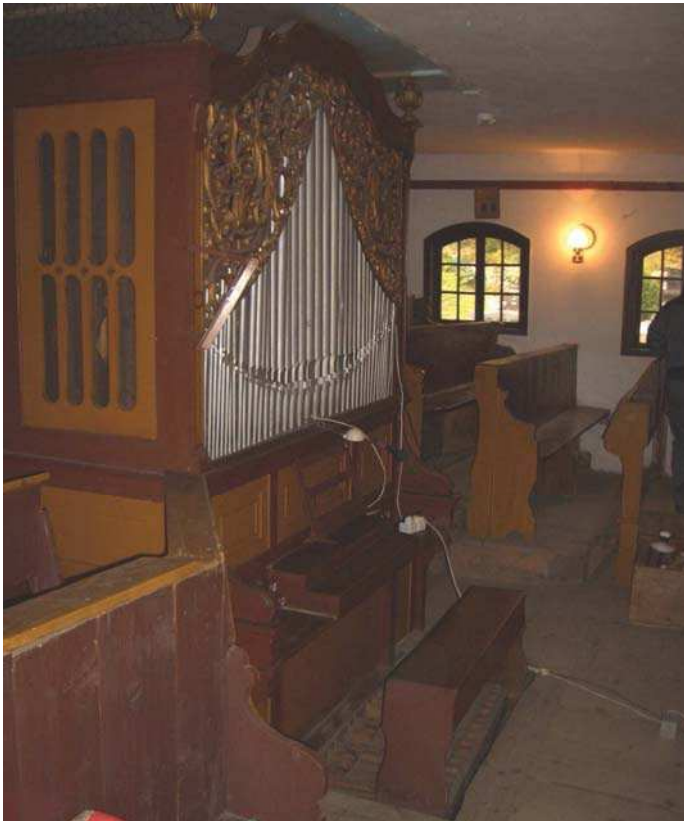


Abbildung 57: Historische Orgel auf der Empore

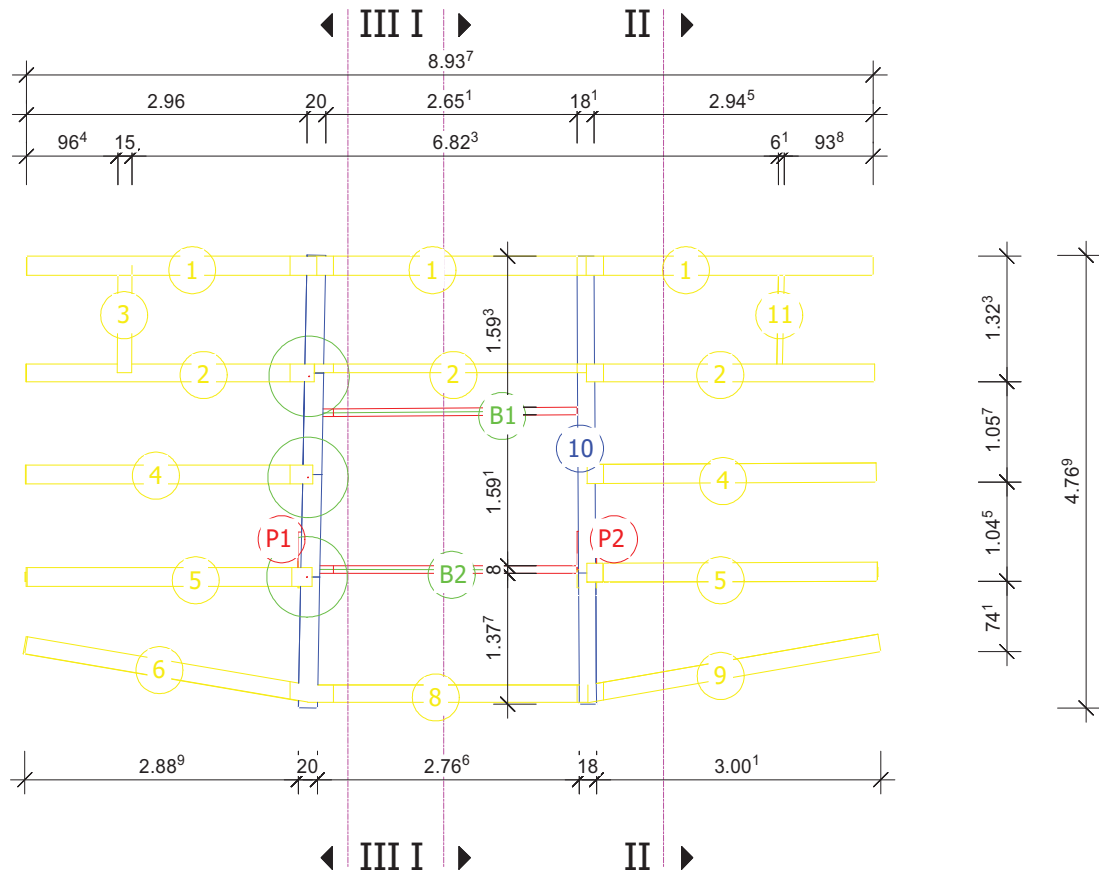


Abbildung 58: Aufmasszeichnung der Empore

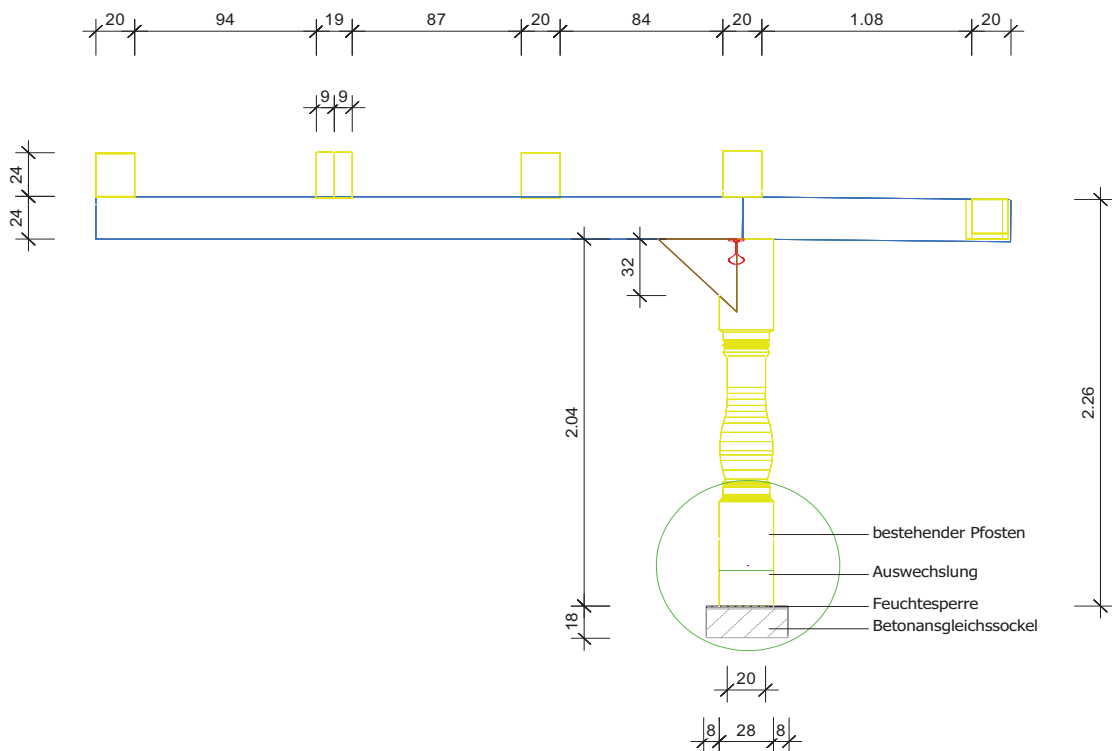


Abbildung 59: Schnitt I – I

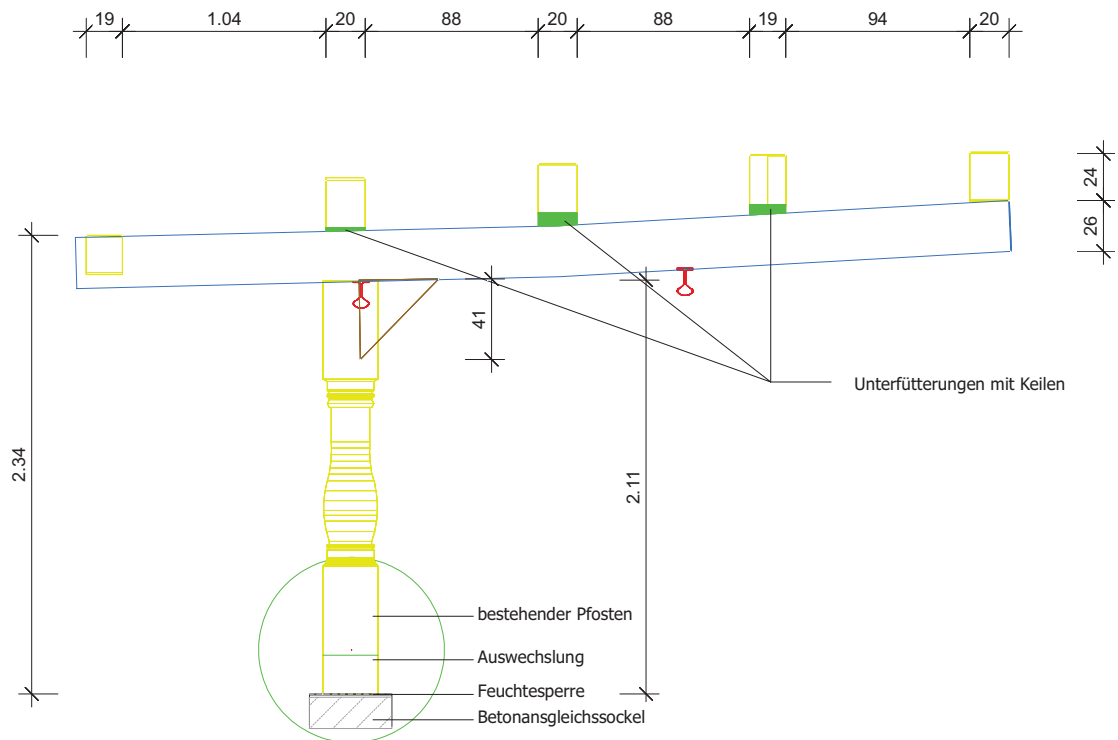


Abbildung 60: Schnitt III – III

7.1 Nachweis der Standsicherheit

Nachweis der Standsicherheit der Konstruktion erfolgte auf Basis der heutigen deutschen Normung bzw. Gesetzgebung.

Der Nachweis der Standsicherheit hat sich in den Jahren sehr verändert. Früher wurde eigentlich nur Wert darauf gelegt, dass das Bauwerk unter der Last nicht zusammenbricht. Heutzutage müssen die Gebäude bzw. dessen Bauteile in den meisten Fällen nicht nur den Aspekten der Tragfähigkeit genügen, sondern es werden auch Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit gestellt. Das heißt, die Verformungen der einzelnen Tragglieder werden auf ein gewisses Maß beschränkt bzw. dürfen diese nicht überschreiten.