

Wallfahrtskirche Maria Birnbaum in Silenbach Instandsetzung des gemauerten Kuppelgewölbes

Dr.-Ing. Matthias Jagfeld

TFI-Jagfeld, Deutschland

Die Projektbearbeitung erfolgte 2009 im Ingenieurbüro Barthel & Maus

Summary

The masonry dome of the pilgrimage church "Maria Birnbaum" in the village Sielenbach near Augsburg showed serious cracks. With means of Finite Element calculations the reason of these cracks could be found, so that adequate static measures could be developed.

Keywords

Mauerwerk, Denkmalschutz, Statik, Tragwerksplanung

1. Einleitung

Wegen augenfälliger Schäden an der Tragstruktur des Gebäudes wurde das Ingenieurbüro Barthel & Maus im Jahre 2005 mit der Erstellung eines Gutachtens [1] zum statisch-konstruktiven Zustand des Gebäudes beauftragt. Neben einem desolaten Zustand des Dachswerkes, wurden Schäden im Mauerwerk festgestellt. Gipsmarken, die an Rissen im Kuppelgewölbe der Rotunde angebracht wurden, wiesen bereits nach kurzer Zeit deutliche Risse auf. Da gleichzeitig das geschädigte Dachwerk einen Großteil seiner Lasten auf das Gewölbe ablastete, konnte für die Standsicherheit des Gewölbes über der Rotunde keine Verantwortung mehr übernommen werden, so dass bis zur erfolgten Instandsetzung eine Notsicherung eingebaut werden musste. Im Rahmen dieser Instandsetzung wurde die Standsicherheit des Gewölbes über der Rotunde untersucht und erforderliche Sicherungsmaßnahmen dimensioniert.

Neben den hier dargestellten statischen Maßnahmen am Mauerwerk des großen Kuppelgewölbes fanden umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen am Dachtragwerk statt, das zusätzlich mit einem komplexen additiven Stahlkonstruktion verstärkt werden musste. Alle Maßnahmen erfolgten in enger Abstimmung mit dem Bayerischen Landesamt für Denkmalpflege (BLfD).

2. Gebäude

2.1 Baugeschichte

Die Wallfahrtskirche „Maria Birnbaum“ wurde in den Jahren 1661-1668 über dem in einem hohlen Birnbaum stehenden, als wundertätig verehrten Gnadenbild errichtet – siehe [1]. Bereits im Zuge des Baufortschrittes wurde das statische Konzept des Baus überarbeitet: An das Zentralgebäude wurden nördlich und südlich zwei kleine Türme sowie ein großer Ostturm über einem kleeblattförmigen Unterbau angebaut. Eventuell ist diese Erweiterung bereits als Reaktion auf die statischen Schwierigkeiten, die aus der Konstruktion der Kuppel über der Rotunde resultierten, zu deuten.

2.2 Konstruktion

Kern der vielgliedrigen Wallfahrtskirche ist die Rotunde mit einem Innendurchmesser von ca. 15,3m. Gemäß zeitgenössischem Zeugnis nach dem Vorbild des Pantheons zu Rom errichtet, wird sie von einer großen Ziegelkuppel (Höhe ca. 15,3m) überspannt. Die Kuppel wird in der Mitte von einem Okulus von ca. 5,5m Durchmesser durchbrochen. Über dem Okulus ragt der so genannte „Apostelturm“ auf, ein zur Kuppel offener hölzerner Turmzylinder mit einer Innenhöhe von 11,2m, dessen Lasten ursprünglich unabhängig von der Kuppel von der Holzkonstruktion des Dachwerks abgetragen wurden.

In das Ziegelgewölbe über der Rotunde schneiden über dem Hauptgesims auf der Nord- und Südseite je fünf Stichkappen ein. In der Rotunde fehlt die untere Fensterreihe, die großen hochrechteckigen Fenster reichen hier tiefer hinab. Östlich und westlich schließen zwei weitere Bauteile - der „Ostbau“ und der „Westbau“ - an die zentrale Rotunde an. Die Rotunde öffnet sich zu diesen Bauteilen mit zwei Triumphbögen, die in das Kuppelgewölbe große, einschneidende Stichkappen zur Folge haben.

2.3 Frühere Schäden und Maßnahmen

Das Bauwerk wies seit seiner Errichtung immer wieder gravierende Schäden am Mauerwerk sowie an den Dachwerken auf. Bereits 20 Jahre nach der Errichtung wurde ein Gutachten angefertigt, das dringend die Reparatur der Dachwerke empfahl. 1689 musste das Mauerwerk der Kuppel zum ersten Mal repariert werden.

1794 war schließlich das Gebäude in so schlechtem Zustand, dass Johann Singer aus Augsburg sein ausführliches Gutachten mit Rissaufnahmen und Instandsetzungsvorschlägen verfasste. Die von Singer vorgeschlagenen Strebepfeiler rund um die Rotunde wurden nicht ausgeführt, wohingegen die eisernen Schlaudern über den Gewölben eingebaut wurden. Mit hoher Wahrscheinlichkeit handelt es sich dabei um die im Westbau erkennbaren Zuganker.

1865 wurde die Kirche wieder wegen Baufälligkeit gesperrt und sollte sogar abgerissen werden. Durch private Initiative konnte das Bauwerk gerettet und 1867 sowie 1895 erneut instand gesetzt werden.

1936-38 kam es zu weiteren Instandsetzungsarbeiten, bei denen das Dach neu eingedeckt wurde. Die letzte große Maßnahme erfolgte in den Jahren 1972-80. Hierbei wurden die Dachwerke auf den Türmen abgebrochen und erneuert, der komplette Putz an der Kirche ersetzt sowie zwei Stahlbetonringanker rings um das Gebäude in das Mauerwerk eingeschlitzt und mit Betonbalken über den beiden quer verlaufenden Triumphbögen ergänzt.

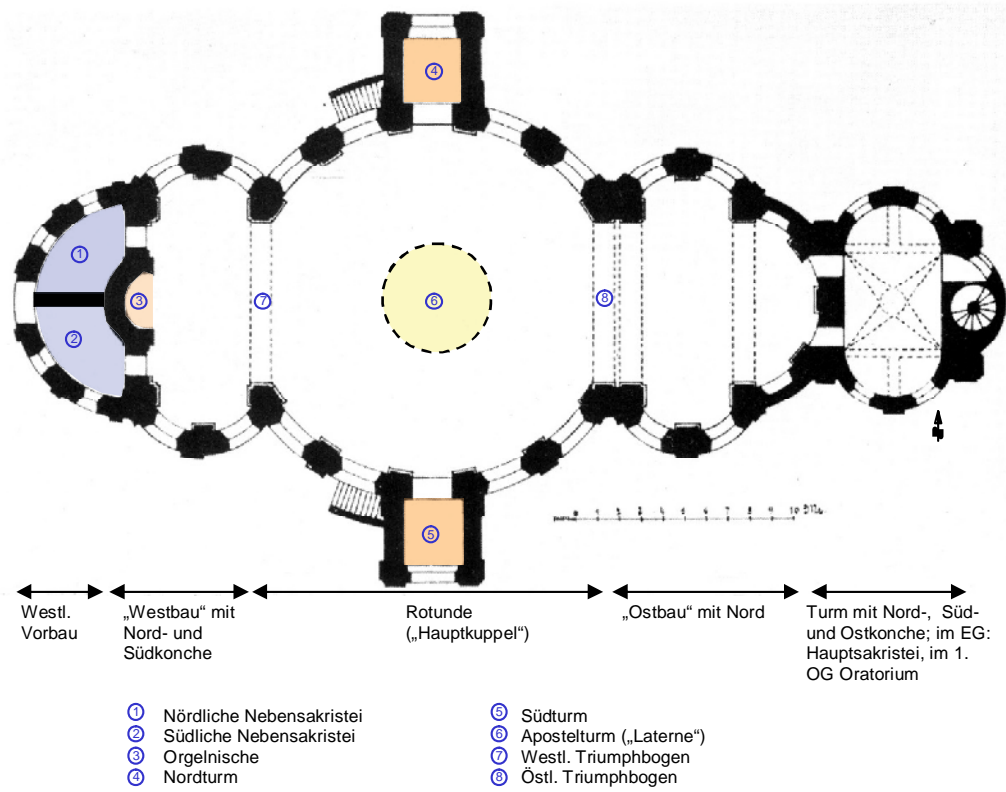


Fig. 1: Grundriß, Benennung der Bauteile

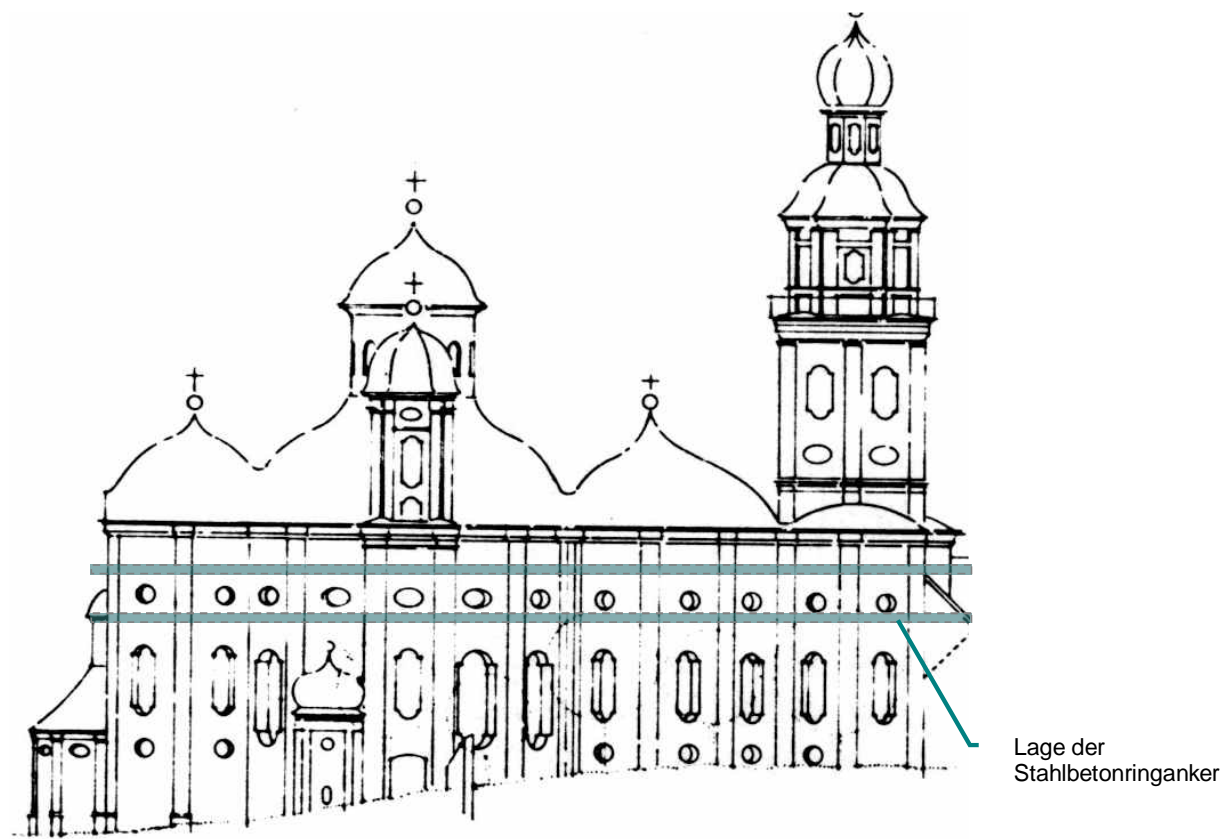


Fig. 2: Außenansicht von Süden

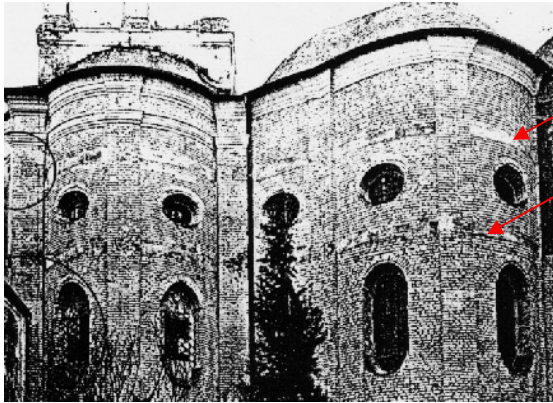


Fig. 3: Foto von der Instandsetzungsmaßnahme 1972-1980, Putz vollständig abgeschlagen, außenseitig eingeschlitzte Stahlbetonringanker

2.1 Vorgefundenes Schadensbild am Kuppelgewölbe

Die Inaugenscheinnahme der Gewölbeoberseite zeigt eine große Anzahl von Rissen. Diese wurden schon mehrfach verstrichen; leider ist nicht zu ermitteln gewesen, ob im Zuge der Instandsetzungsmaßnahmen um 1975 die Risse injiziert und geschlossen wurden. Die Rissufer einiger Risse sind scharfkantig und deuten auf Bewegungen im Mauerwerk neueren Datums hin.

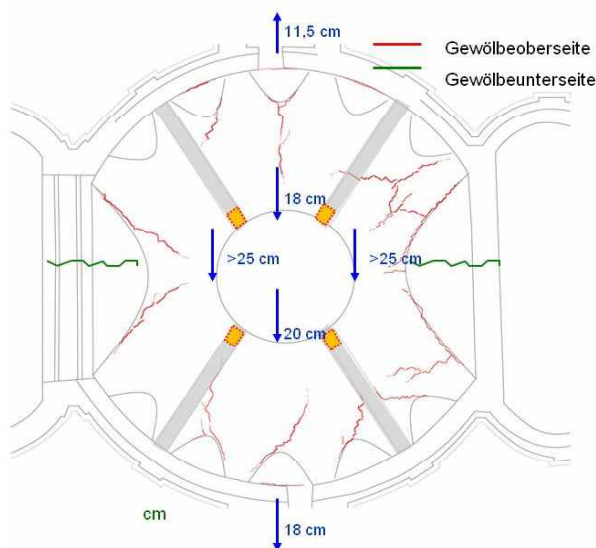


Fig. 4: Schäden Risse und Absenkungen

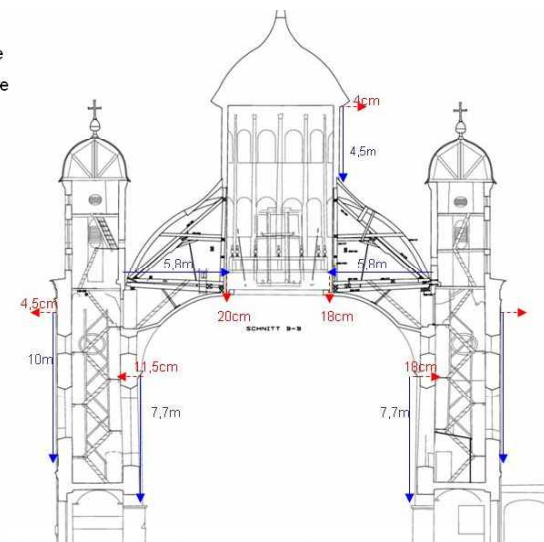


Fig. 5: Verformungen des Querschnitts

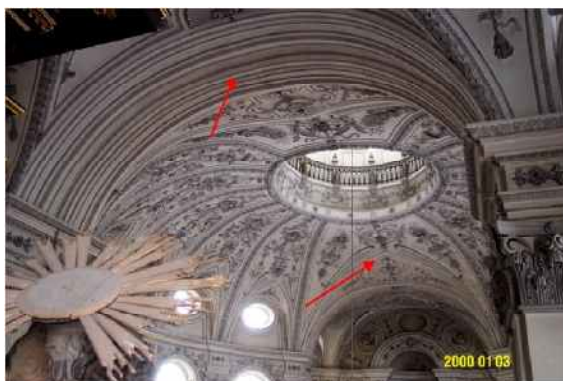


Fig. 6: Schäden Risse und Absenkungen



Fig. 7: Verformungen des Rings

Einige Risse in der Hauptkuppel verlaufen radial vom Ansatz der Stichkappenscheitel an die Hauptkuppel nach innen. An den Stichkappen weisen sie eine Breite von ca. 1-5mm auf, zur Kuppelmitte hin schließen sie sich. Andere verlaufen in den Kehlen der Übergänge von Hauptkuppel mit den Ost- und Weststichkappen. Hier treten Rissbreiten bis ca. 7 mm auf. Eine Stichkappe im Südosten zeigt einen Abriss von der Sargwand.

Die Gurtbögen, die in den Kuppelbereichen zwischen den Seitentürmen und den Triumphbögen zur Verstärkung der Kuppelschale aufgemauert sind, sind oben - am Rand des Okulus - beim Einbau des Dachwerkes abgetragen bzw. abgeschlagen worden. Mindestens der südwestliche Gurtbogen ist im oberen Drittel gebrochen, der Riss zieht sich auch in das Mauerwerk der Kuppel.

Die Sargwände weisen Risse auf, besonders der Abschnitt östlich der beiden Türme zeigt Vertikalrisse von bis zu 13mm. Außen sind diese Risse nicht sichtbar, was auf alte Risse schließen lässt. Der gemauerte Ring um den Okulus ist verformt. Auf der Ost- und der Westseite in Richtung der großen Schildkappen ist er im Vergleich zur Nord- und zur Südseite um ca. 10 cm abgesunken.

Durch die Aufweitung der Rotunde und durch Fäulnissschäden an den Dachfußpunkten hat sich das Dachtragwerk soweit abgesenkt, dass die Zerrbalkenlage neben dem Okulus auf dem Gewölbe aufliegt. Dadurch wird das Dach zusätzlich durch einen Großteil der Dachlasten sowie durch das Gewicht und die Windlasten des Apostelturms belastet.

3. Finite Elemente Modell Rotunde

Die nachfolgenden statischen Berechnungen dienen dazu Aufschlüsse über das Tragverhalten der Kuppel zu bekommen, die Ursachen der Schäden zu erklären und die Notwendigkeit sowie die Wirksamkeit der geplanten Maßnahmen zu untersuchen. Weiter werden Bemessungskräfte für die an der Rotunde geplanten Maßnahmen (Betonringbalken und Zuganker) ermittelt.

3.1 Modellbildung, Ziel der Berechnung

Wie bei jeder anderen statischen Berechnung, muss auch bei Finite-Elemente- Berechnungen die tatsächliche Struktur mit einem statischen System abgebildet werden. Dabei müssen Annahmen getroffen werden, mit denen die Wirklichkeit in ein – vereinfachtes – Rechenmodell überführt wird.

Je komplexer die Struktur und ihre Belastungsgeschichte sind, desto mehr Annahmen sind erforderlich. Gleiches gilt für die im Programm vorhandenen Rechenoptionen: Je genauer ein Berechnungsverfahren die Wirklichkeit beschreiben kann, z.B. mit Materialmodellen für den Baustoff Mauerwerk, desto mehr Informationen werden benötigt. Da diese Informationen – z.B. Angaben zu Zugfestigkeit und Fließfähigkeit von Mauerwerk – nicht verfügbar sind müssen auch hier Annahmen getroffen werden.

Die Anwendung von genaueren Rechenmodellen hat daher nicht notwendigerweise genauere Berechnungsergebnisse zur Folge. Durch Variation von Parametern können jedoch qualitative Aussagen zum Tragverhalten getroffen und die für die Bemessung der additiven Maßnahmen erforderlichen Schnittgrößen ermittelt werden. Materialbeanspruchungen wie Spannungen in der Mauerschale können jedoch nur in ihrer Größenordnung eingegrenzt werden.

3.2 Geometrie

Basis für die Geometrie sind die verformungsgetreu aufgemessenen Längs- und Querschnitte.

Das Rechenmodell soll die bauzeitliche Geometrie abzubilden. Es wird daher versucht, aus den beiden aufgemessenen Schnitten die ursprüngliche Geometrie zu rekonstruieren. Dazu wird die derzeit vorhandene Geometrie analysiert.

Im Querschnitt lassen sich die dargestellten Schnittlinien der Kuppel durch Halbkreise mit einem Radius von ca. 5,0 m annähern. Wahrscheinlich ist, dass bauzeitlich die Kreismittelpunkte auf der Basislinie (Verbindung der Kapitelle) lagen und eine senkrechte Anfangstangente vorhanden war. Im Aufmaß dagegen liegen die Kreismittelpunkte unterhalb dieser Basislinie, so dass die Kuppel bereits mit einer leicht geneigten Tangente startet.

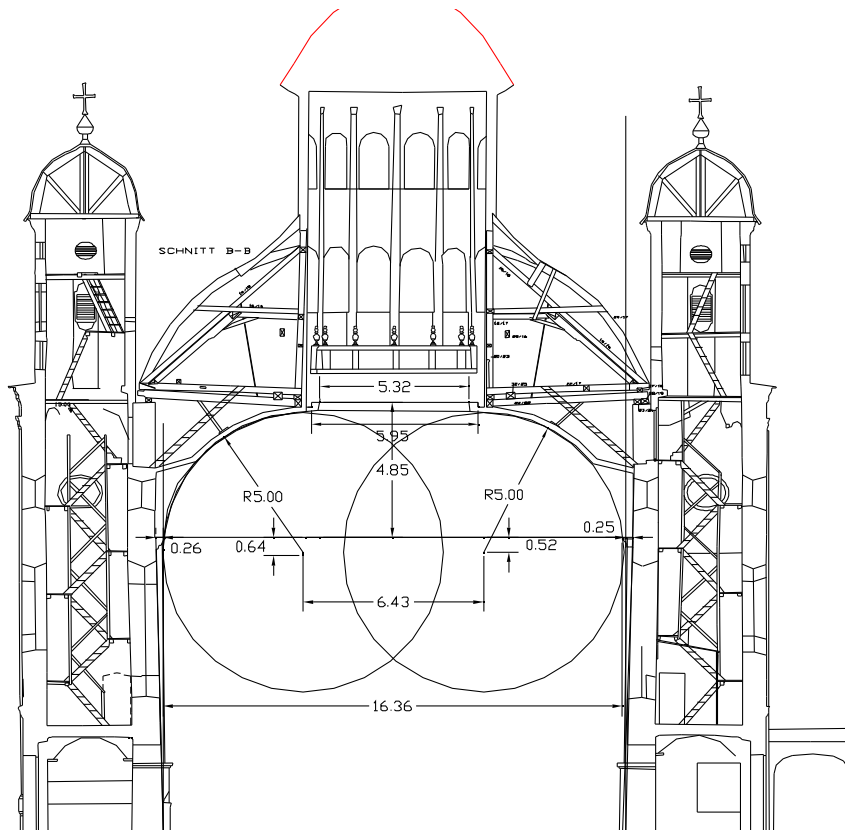


Fig. 8: Querschnitt, Maße, Verformungen [m]

Diese Tatsache steht im Zusammenhang mit den Schrägstellungen der Außenwände (sichtbar im Querschnitt Nord-Süd). Beide Wände haben sich in Höhe des Gesimses um ca. 25 cm nach außen bewegt! Die daraus resultierende Zunahme der Spannweite hat – wie bei einem Tonnengewölbe – dazu geführt, dass sich das Gewölbe im Scheitel – hier im Bereich des Okulus – abgesenkt hat.

Bei der Berechnung wird folgende Geometrie zugrunde gelegt:

- Die Grundform der Kuppel entspricht dem oberen, äußeren Viertel eines Torus mit einem Hauptradius von 3,15 m und einem Nebenradius von 5,00 m. Die Kuppel läuft oben mit einer waagrecht Tangente gegen den gemauerten Druckring, der einen Querschnitt von ca. 30 auf 30 cm besitzt.
- In diese Kuppel sind im Norden und im Süden je 5 kleine Stichkappen und im Osten und Westen je eine große Stichkappe eingeschnitten.
- Es wird näherungsweise angenommen, dass die östliche und die westliche Stichkappe die gleiche Geometrie besitzen. Der geringfügige Unterschied der Spannweiten wird vernachlässigt.
- Von den Stichkappen sind die Scheitelhöhe an der Außenwand bzw. an den Triumphbögen, die Spannweiten an der Außenwand sowie der Punkt bekannt, an dem ihre Scheitellinie in den Torus einschneidet. Die übrigen geometrischen Daten werden auf eine realistisch erscheinende Art und Weise angenähert. Der Scheitel der großen Stichkappen ist um 20° gegen die Waagrechte geneigt.
- Die Wände werden ebenso wie die Übermauerungen der Gutbögen bzw. die über den Gurtbögen verlaufenden Betonscheiben nicht berücksichtigt.
- Die in den 1970er Jahren in die Wände eingeschlitzten Betonringanker werden mit zug- und biegesteifem Material mitmodelliert.

Anders als in Wirklichkeit wird er, weil es einfacher zu modellieren war, im Rechenmodell auf der Gewölbeinnenseite angeordnet.

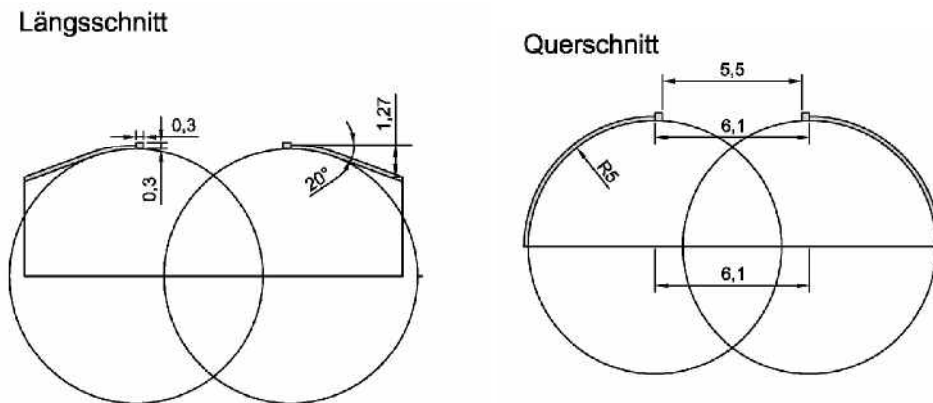


Fig. 9: Im Rechenmodell berücksichtigte Grundgeometrie Grundgeometrie von Rotunde und großer Stichkappe

3.3 Finite-Elemente Modell

Ausgehend von einer näherungsweise angenommenen doppelten Symmetrie bzgl. der Ost-West-Achse und der Nord-Süd-Achse wird nur ein Viertel der Kuppel als Finite-Elemente Modell abgebildet. Die Modellierung erfolgt mit 8-knotigen Volumenelementen SOLID45. Über die Gewölbedicke werden 3 Elemente verwendet.

Die Zwickelausmauerungen werden ebenfalls mit Volumenelementen abgebildet. Sie sind nicht im Verbund mit dem Gewölbe gemauert und werden daher im Rechenmodell nur mit Kontaktelementen, die ausschließlich Druckspannungen übertragen können, mit den Gewölben der Rotunde und der Stichkappe verbunden. Das Gewölbe besteht aus Ziegelmauerwerk mit 17 cm Dicke.

Beim gemauerten Druckring sind die Lagerfugen entsprechende der Lastrichtung, d.h. senkrecht zur Umfangsrichtung angeordnet. Die Lagerfugen in den Stichkappen verlaufen ebenfalls senkrecht zur Fallrichtung.

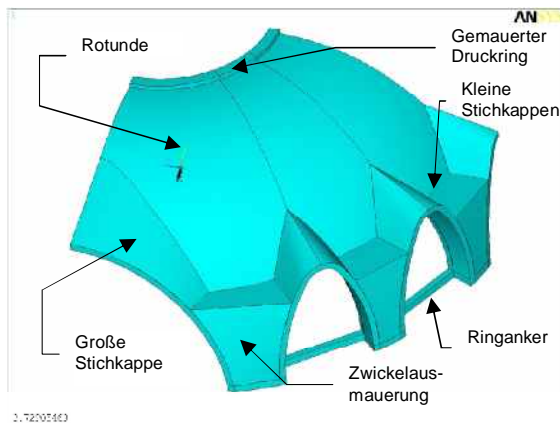


Fig.10: Geometriemodell, Rotunde, Stichkappen, Zwickelausmauerungen, Ringanker

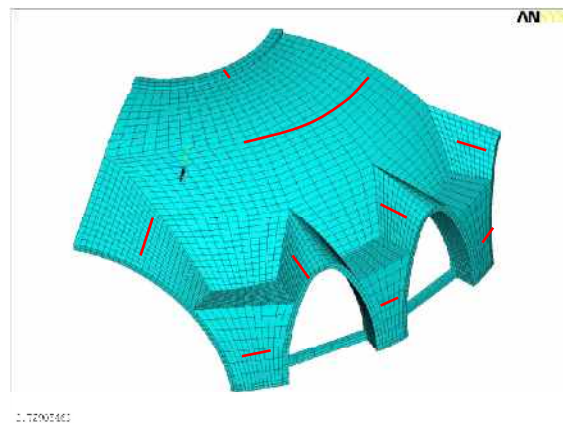


Fig.11: Finite-Elemente Modell, Richtung der Lagerfugen

Das verwendete Materialmodell berücksichtigt das orthotrope Materialverhalten von Mauerwerk. Die Richtungen der Lager- und Stoßfugen werden über die Elementkoordinatensysteme definiert, die entsprechend ausgerichtet werden. In der Rotunde liegen die Lagerfugen senkrecht zur Fallrichtung.

3.4 Materialmodell

Mauerwerk wird in Lagen aus Stein und Mörtel erstellt und weist daher anders als Beton und Stahl ein deutlich gerichtetes Materialverhalten auf. Die mechanischen Eigenschaften unterscheiden sich hinsichtlich der Belastungsrichtung – Wirkungsrichtung der Kraft senkrecht oder parallel zur Lagerfuge – und der Beanspruchungsart – Druck, Zug, Schub.

Um realistische Aussagen über Schadensursachen und zur Größenordnung von Spannungen treffen zu können, muss ein Rechenmodell berücksichtigen, dass die Zugfestigkeiten von Mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge nahezu null und auch für Beanspruchungen parallel zu den Lagerfuge nur sehr gering ist.

Bei den durchgeführten Berechnungen wurde das auf der Materialmodell aus [3] verwendet. Das speziell für Mauerwerk entwickelte Materialmodell ermöglicht es, Festigkeiten richtungsabhängig zu definieren und unterschiedliche Festigkeiten im Druck und Zugbereich zu berücksichtigen. Für Schubbeanspruchungen in der Mauerebene wird das Mohr'sche Reibungsgesetz berücksichtigt, das zusätzlich um einen quadratischen Term erweitert wurde.

3.5 Materialwerte

Folgende Materialwerte werden den Berechnungen zugrunde gelegt:

Ziegel: MZ10
Mörtel: Zwischen MGI und MGII

Damit ergeben sich gemäß DIN 1053 folgende Materialkennwerte:

Druckfestigkeit: $s_0 = 0,9 \text{ N/mm}^2$ $\triangleright b_R = 2,67 * 0,9 = 2,4 \text{ N/mm}^2$

Haftscherfestigkeit $s_{0HS} = 0,025 \text{ N/mm}^2$ $\triangleright b_{RHS} = 2 * 0,025 = 0,05 \text{ N/mm}^2$

Reibungsbeiwert Schub in Ebene: $\mu = 0,4$

Reibungsbeiwert Schub aus Ebene: $\mu = 0,6$

Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge:

$b_z = (0,05 + 0,6 * s_d) * \dot{u}/h = (0,05 + 0,6 * s_d) * 0,18/0,07 = (0,13 + 1,5 * s_d)$

Das Materialmodell lässt nur die Eingabe eines konstanten Wertes der Zugfestigkeit zu. Daher wird hier der Wert $0,10 \text{ N/m}^2$ eingesetzt.

Die Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge wird in der Norm nicht angegeben. Die Stoßfuge sind voll vermörtelt. Die Druckfestigkeit wird mit dem halben Wert der Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge abgeschätzt und entsprechend in der Berechnung berücksichtigt.gestellt.

Beim Überschreiten der Druckfestigkeit wird von idealplastischem Materialverhalten ausgegangen.

3.6 Auflagerbedingungen

Folgende Auflagerbedingungen wurden in der Berechnung berücksichtigt:

- An den Symmetrieebenen können keine Verformungen aus der Ebene auftreten \rightarrow Knotenverschiebungen aus der Symmetrieebene werden unterdrückt.
- In Höhe des Gesimses verläuft der untere Stahlbetonringanker, der in Ringrichtung Zugkräfte aufnehmen kann \rightarrow zugfeste Verbindung der Unterseite der Gewölbezwickel. Aus modellierungstechnischen Gründen wird der Ringanker auf der Innenseite und nicht auf der Außenseite der Außenmauer abgebildet.
- Die Wände nehmen nur Vertikalkräfte auf \rightarrow vertikale Auflagerbedingungen am unteren Rand.
- Die im Osten und Westen anschließenden kleineren Rotunden des Ost- und des Westbaus können in Kirchenlängsrichtung wirkende Druckkräfte aufnehmen und abtragen. Zugkräfte können nicht aufgenommen werden. Die Modellierung erfolgt mittels Kontaktelementen, die nur Druckkräfte aufnehmen können.
- Der Gurtbogen zum Ost- bzw. Westbau ist in Kämpferhöhe zunächst in Gebäudequerrichtung unverschieblich gehalten

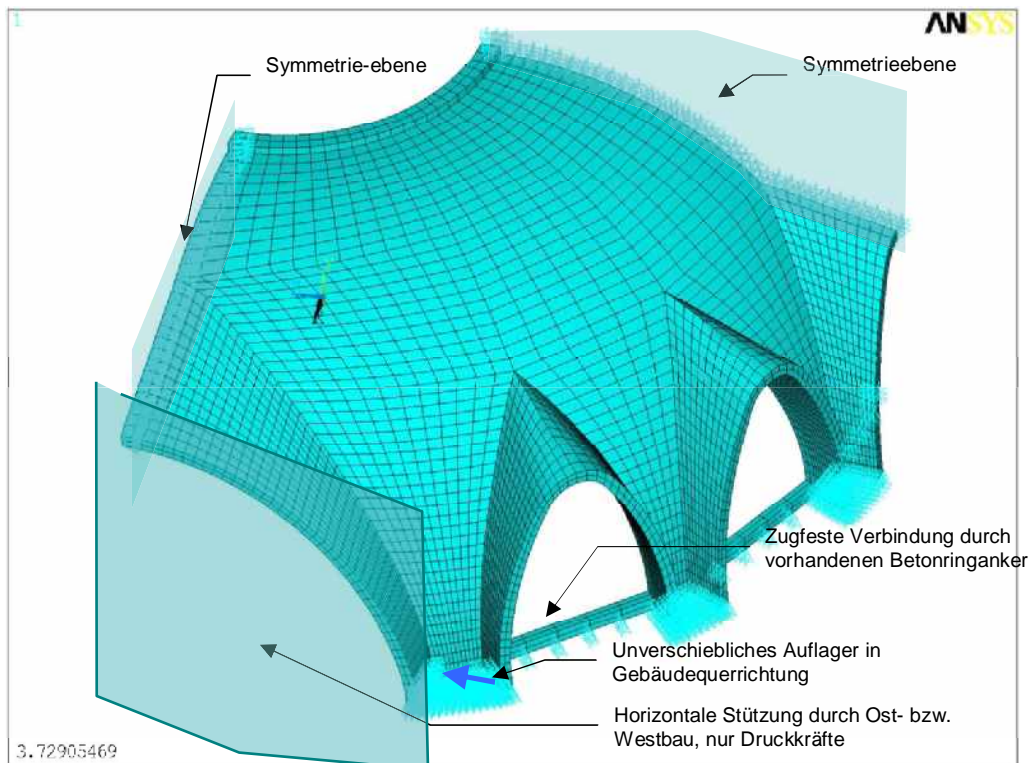


Fig. 12: Lagerbedingungen, unterer Rand vertikal unverschieblich gehalten

3.7 Belastung

Das Gewölbe wird durch das Eigengewicht des Mauerwerks und des Stucks belastet.

Ziegelmauerwerks:	Dicke: d=17 cm	$\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$
Putz: kg/m ³	mittlere Dicke: d=3,0 cm	$\rho = 2200$

Die Eigengewichtslast wird vom Programm automatisch über die Geometrie, die eingegebene Dichte und die eingegebene Erdbeschleunigung berücksichtigt. Da für die Lastabtragung nur die Ziegelschale relevant ist, wird die Geometrie mit einer Schalendicke von 17 cm abgebildet. Das Gewicht des Putzes wird dadurch berücksichtigt, dass die Dichte des Mauerwerk erhöht wird:

$$\rho_{\text{eff}} = (0,17 \cdot 1800 + 0,03 \cdot 2200) / 0,17 = 22 \text{ kN/m}^2$$

3.8 Berechnung

Bei der Berechnung wird die Auswirkung der Verformungen auf die Geometrie berücksichtigt, d.h. die Gleichgewichtsbedingungen werden für das verformte System aufgestellt und gelöst. Es wird dadurch z.B. berücksichtigt, dass die Auflagerverformung zur Absenkung des Kuppelscheitels und damit zu einer flacheren Stützlinie mit größerem Horizontalschub führt.

Durch die Berücksichtigung großer Rotationen und das nichtlineare Materialmodell ist eine schrittweise, iterative Lösung erforderlich. Die Belastungen werden schrittweise gesteigert und für jeden Lastschritt Gleichgewichtsiterationen mit dem Newton-Raphson Verfahren durchgeführt, bis die vorgegebenen Konvergenzbedingungen für Verschiebungsinkremente und Ungleichgewichtskräfte erreicht sind.

Die Berechnungen werden zunächst für den Lastfall Eigengewicht durchgeführt. Im Anschluss daran wird die Schrägstellung der Wände dadurch simuliert, dass dem zunächst festen Auflager des Betonringankers eine Verschiebung in Gebäudequerrichtung vorgegeben wird. Die nichtlineare Berechnung konvergiert bis zu einer Auflagerverschiebung von 9,3 cm erreicht wird.

4. Ergebnisse

Die Berechnungen erfolgten wie oben beschrieben an einem Viertel der Kuppel unter Berücksichtigung der annähernd vorhandenen doppelten Symmetrie. Zur besseren Anschaulichkeit erfolgt die Darstellung der Berechnungsergebnisse jedoch am Gesamtmodell.

4.1 Lastfall Eigengewicht

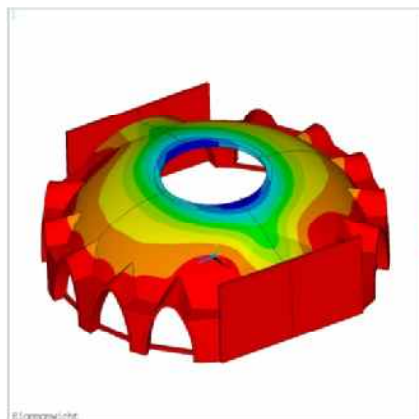


Fig. 13: Vertikalverschiebungen

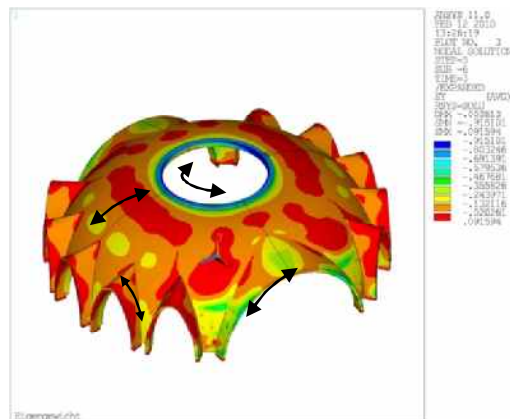


Fig. 14: Spannungen senkrecht zu den

Lagerfugen

Im Lastfall Eigengewicht ergeben sich nur geringe Vertikalverschiebungen von maximal 3 mm. Auffallend ist, dass die größten Verschiebungen im Osten und Westen beim Übergang zu den großen Stichkappen auftreten.

Wie erwartet bildet sich um den Okkulus ein Druckring aus, der den horizontalen Bogenschub der Kuppelsegmente kurzschließt. Die Druckspannungen im Mauerwerk sind gering und betragen ca. 0,12 N/mm².

Plastische Dehnungen, die Risse im Mauerwerk repräsentieren, werden nicht errechnet.

4.2 Lastfall Eigengewicht + Auflagerverschiebung von 9,3 cm

Die folgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse des letzten konvergierten Lastschrittes. Die aufgebrachte Auflagerverschiebung beträgt 9,3 cm, die Spannweite der Gurtbögen hat sich damit um insgesamt 18,6 cm vergrößert.

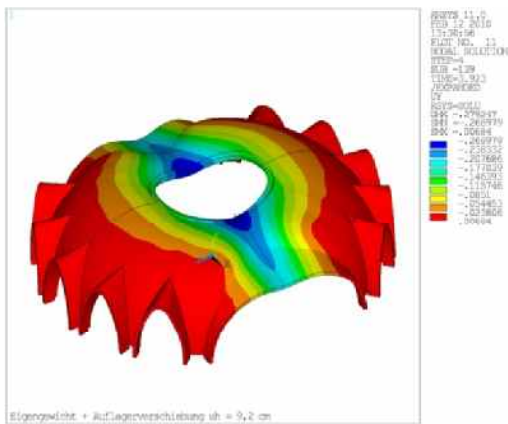


Fig. 15: Vertikalverschiebungen [m]

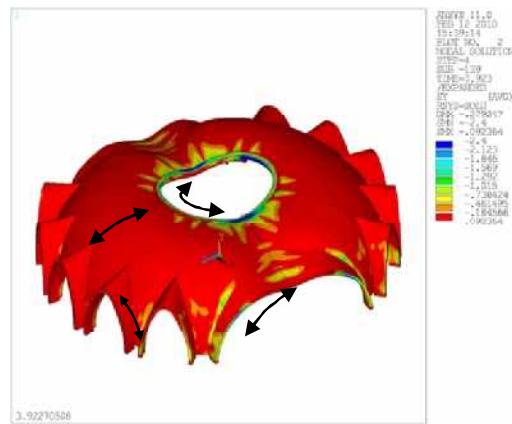


Fig. 16: Spannungen senkrecht zu den Lagerfugen [MN/m²]

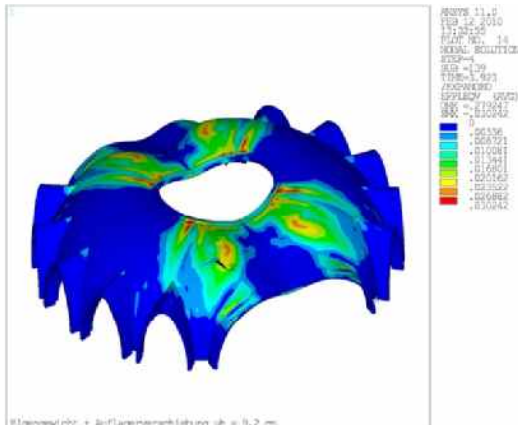


Fig. 17: plastische Dehnungen (=Risse)

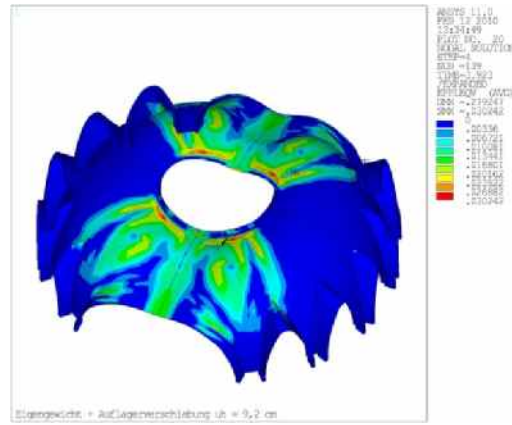


Fig. 18: plastische Dehnungen (= Risse)

Die Aufweitung der Gurtbögen führt zur Absenkung der Scheitel der großen Stichkappen – siehe Fig. 15, die sich auch auf den Rest des Gewölbes auswirkt: Im Osten und im Westen der Kuppel senkt sich der Scheitel um ca. 27 cm, während die Absenkungen im Norden und Süden mit ca. 12 cm deutlich geringer sind. Der um den Okulus verlaufende Druckring im Mauerwerk liegt damit nicht mehr in einer Ebene, was dazu führt, dass sich die Ringdruckspannungen im Westen und Osten an der Oberseite und im Norden und Süden an der Unterseite konzentrieren – siehe Fig. 16.

Die Risse werden in der Berechnung durch plastische Dehnungen repräsentiert – siehe Fig. 17 und Fig. 18. Sie stimmen prinzipiell gut mit den vor Ort beobachteten Rissen überein: Im Scheitelbereich wird unterseitig der typische Scheitelriss errechnet, im Übergangsbereich zwischen den großen Schildkappen und dem kuppelartigen Bereich treten Durchrisse auf, die ebenfalls vor Ort beobachtet werden können.

Wie oben beschrieben gehen die Berechnungen von der unverformten bauzeitlichen, aus dem verformungsgerechten Aufmaß rekonstruierten Geometrie aus. Es wurden versucht den Schadensmechanismus nachzuvollziehen indem die im Aufmaß gemessenen Horizontalverformungen als Belastung aufgebracht wurden.

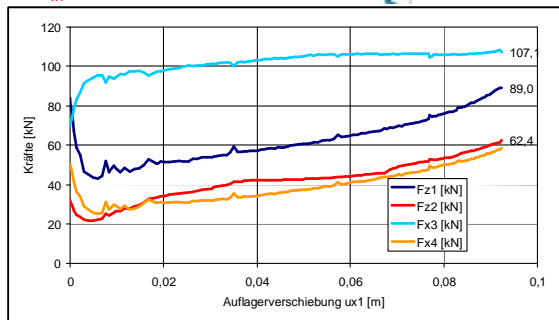
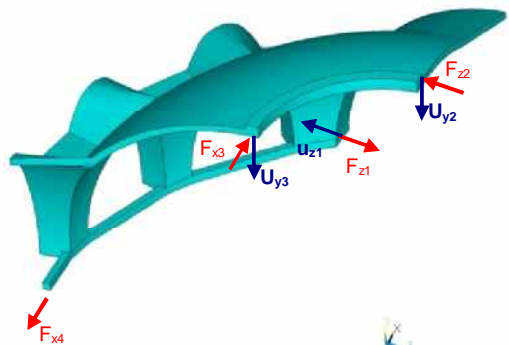


Fig. 19: Kräfte in Abhängigkeit der horizontalen Auflagerverschiebung

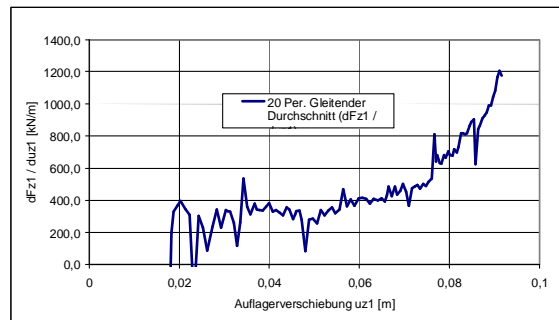


Fig. 20: Ableitung der Auflagerkraft F_{z1} nach der Auflagerverschiebung u_{z1}

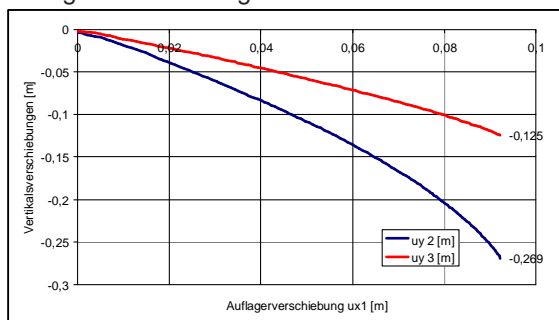


Fig. 21: Vertikalverformungen des gemauerten Druckrings in Abhängigkeit der vorgegebenen Auflagerverschiebung

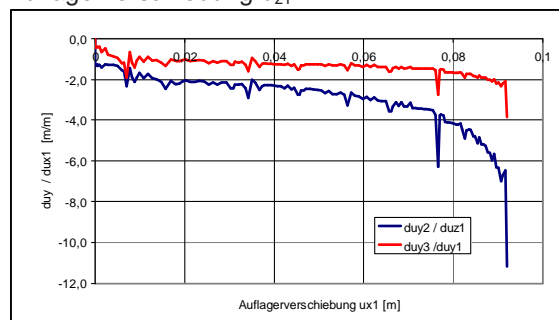


Fig. 22: Ableitung der Vertikalverformungen des gemauerten Druckrings nach der vorgegebenen Auflagerverschiebung

Bei einer horizontalen Auflagerverschiebung von 9,3 cm bzw. einer Vergrößerung der Spannweite um ca. 18,5 cm konvergierte die Berechnung nicht mehr. Der Abbruch einer nichtlinearen Finiten Elemente Berechnung aufgrund von Konvergenzproblemen bedeutet nicht notwendigerweise, dass für das Rechenmodell mit den bei der Modellierung getroffenen Annahmen und den aktuellen Lasten kein statisches Gleichgewicht gefunden werden kann und rechnerisch ein Versagen auftritt. Konvergenzprobleme können auch von numerischen Problemen verursacht werden. Ob ein mechanisches Versagen errechnet wird, kann durch die Auswertung lastabhängiger Verläufe von Berechnungsergebnissen geprüft werden.

In Fig. 19 und Fig. 21 sind horizontale Auflagerkräfte und Vertikalverschiebungen in Abhängigkeit der aufgegebenen Auflagerverschiebung dargestellt, Fig. 20 und Fig. 22 zeigen die Ableitung dieser Größen nach der aufgegebenen Auflagerverschiebung. Die Kraft F_{z1} ist die Kraft die derzeit vom Wandmauerwerk in den Baugrund abgetragen werden muss, die Kraft F_{z2} und F_{x3} wirkt in dem gemauerten Druckring und die Kraft F_{x4} in dem vorhandenen Betonringanker.

Von besonderem Interesse ist die Horizontale Auflagerkraft F_{z1} . Im Lastfall Eigengewicht beträgt sie 84 kN, sie fällt schon bei sehr kleinen Auflagerverschiebungen auf ca. die Hälfte ab und steigt dann zunächst nahezu linear und später überproportional an. Ein Anstieg ins Unendliche, der ein eindeutiges Zeichen für ein rechnerisches Versagen wäre, ist nicht zu erkennen. Die Ableitung von F_{z1} nach u_{z1} ist bis ca. 6 cm Verschiebung nahezu konstant und nimmt dann ebenfalls überproportional zu.

Die Betrachtung der Verschiebungsverläufe ergibt dagegen einen deutlichen Hinweis auf ein rechnerisches Versagen. Aus der Ableitung der Verläufe ist zu erkennen, dass zwischen den letzten beiden konvergierten Lastschritten der Verschiebungszuwachs stark überproportional zunimmt. Das ist ein starkes Indiz dafür, dass der Druckring nach unten durchzuschlagen bzw. auszuknicken beginnt und das Modell rechnerisch somit bei einer Auflagerverschiebung von 9,2 cm versagt.

In der Wirklichkeit hat sich die Spannweite jedoch um ca. 50 cm vergrößert, ohne dass das Gewölbe eingestürzt ist. Die Diskrepanz zwischen Rechnung und Wirklichkeit ist dadurch begründet, dass das Rechenmodell lediglich eine Annäherung der Wirklichkeit darstellt. Einige geometrische Gegebenheiten, wie z.B. die gemauerten Gurte, die Treppentürme und die für die kleine Stichkappen stützende Wirkung der Außenmauer wurden nicht berücksichtigt. Weiter wurden die Übermauerungen und die Betonstege über den Triumphbögen vernachlässigt, die ebenfalls eine stützende Wirkung haben.

4.3 Konsequenzen für die Instandsetzung

Trotz der Differenzen in der Versagenslast ergeben die Berechnungen wichtige Erkenntnisse über das Tragverhalten und die notwendigen Instandsetzungsmaßnahmen:

Die großen Stichkappen im Osten und Westen haben einen maßgeblichen Einfluss auf das Tragverhalten des Gewölbes. Im Bereich der einfach gekrümmten Stichkappen erfolgt die Lastabtragung im Wesentlichen einachsig in Richtung der Falllinien. Dieser Bereich ist daher deutlich weicher als der doppelt gekrümmte Bereich im Norden und Süden. Die Risse entstehen wegen der ungleichen Verformungen beider Bereiche.

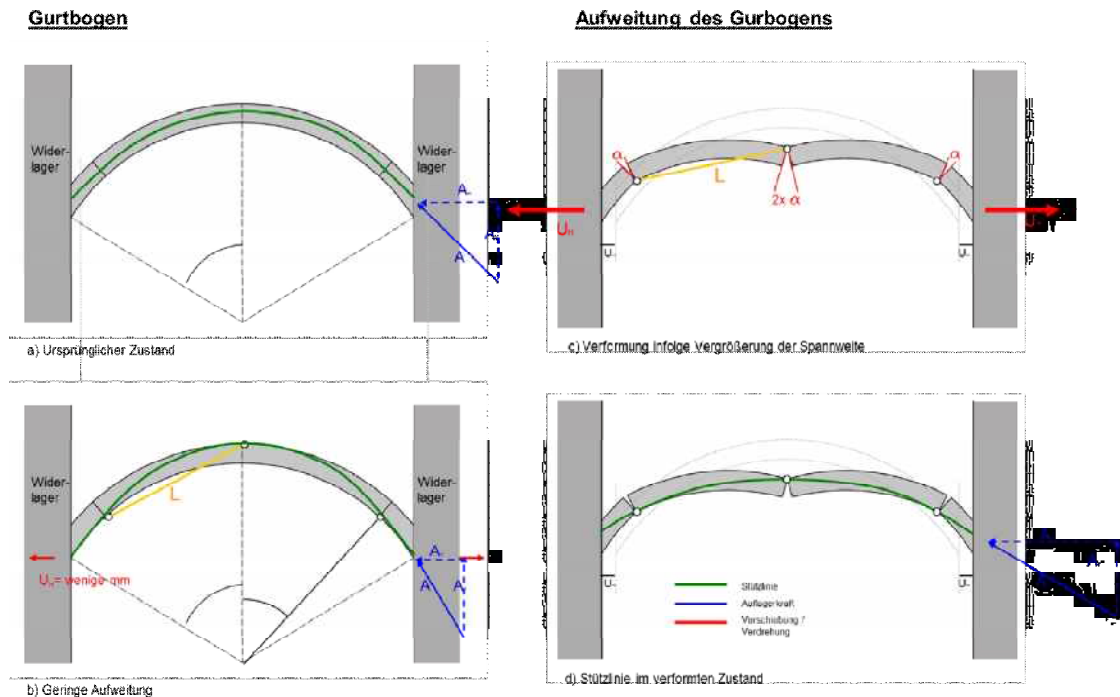


Fig. 23: Tragverhalten eines Bogen beim Nachgeben der Widerlager

Die horizontale Auflagerkraft ändert in Abhängigkeit von der Auflagerverschiebung – siehe Fig. 19 und Fig. 23. Der Abfall zu Beginn wird durch die Rissbildung verursacht, die eine steilere „Stützlínie“ ermöglichen. Mit zunehmender Auflagerverschiebung senkt sich die Gewölbemitte nach unten ab. Da sich damit der Gewölbestich verringert, wird die „Stützlínie“ flacher und der Gewölbeschub steigt wieder an.

Um den Okulus bildet sich ein Druckring aus. Durch die Aufweitung der Spannweite wird dieser Druckring so verformt, dass er nicht mehr in einer horizontalen Ebene verläuft. Dadurch erfährt die Normalkraft im Druckring eine Ausmitte, die zusätzlich zu den Normalbeanspruchungen auch Biegebeanspruchungen in dem Druckring hervorruft. Die Spannungen erreichen an den Querschnittskanten die definierte Druckfestigkeit des Mauerwerks und führen hier zu plastischen Verformungen. Das rechnerische Versagen wird schließlich schon bei verhältnismäßig kleinen Auflagerverschiebungen durch das Ausknicken des Druckrings aus der Ebene eingeleitet.

Folgende Konsequenzen ergeben sich daraus:

- Weitere Auflagerverschiebungen müssen verhindert werden
- Die Standsicherheit wird durch eine Aussteifung des gemauerten Druckrings gegen Knicken aus der Ebene deutlich erhöht werden.

Die in den 1970er Jahren eingebauten untern Betonringanker werden daher in den Triumphbögen mit Zugankern zusammengespannt, d.h. die damals begonnenen Sicherungsmaßnahmen werden konsequent zu Ende geführt. Zur Aussteifung des gemauerten Druckrings wird um den Okulus ein Betonringbalken erstellt, der vertikal mit dem Gewölbe verbunden wird und so die aus unterschiedlichen Durchbiegungen entstehenden Abtriebskräfte aufnimmt.

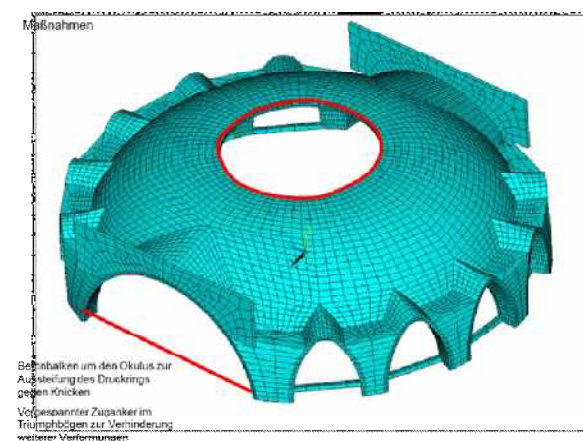


Fig. 24: Vorgesehene Maßnahmen (Entwurfsplanung)

5. Überprüfung der Wirksamkeit des Betonringbalkens

5.1 Berechnung

Die Wirksamkeit des Betonringbalkens wird mit einer weiteren Berechnung überprüft. Der Druckring wird in das vorhandene Finite-Elemente-Modell eingebaut. Er wird mit Balkenelementen modelliert und mit 3-D-Fachwerkstäben senkrecht mit dem Gewölbe verbunden. An den Enden werden die entsprechenden Symmetrierandbedingungen angebracht. Der Ring wird so modelliert, dass er erst bei einer Auflagerverschiebung von 9 cm (kurz vor dem rechnerischen Versagen) wirksam wird und vorher spannungslos bleibt.

5.2 Ergebnisse

In den nachfolgenden Diagrammen werden wieder die horizontalen Auflagerkräfte und die Vertikalverformungen des Druckrings abhängig von der vorgegebenen Auflagerverschiebung dargestellt.

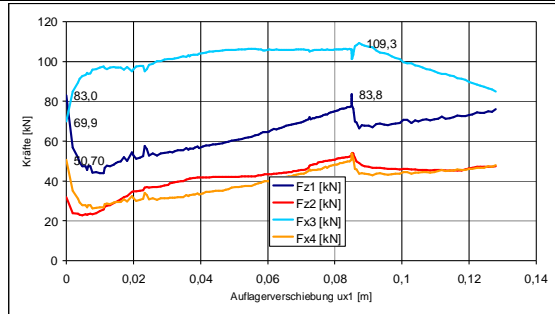


Fig. 25: Kräfte in Abhängigkeit der horizontalen Verschiebung des Auflagers

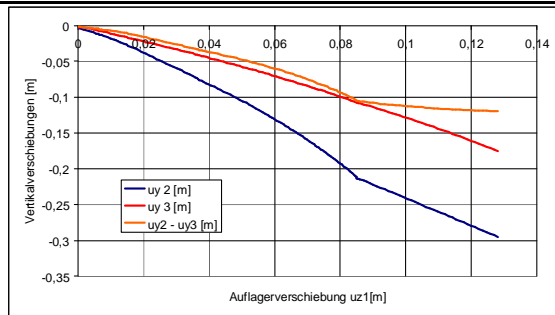


Fig. 26: Vertikalverformungen des gemauerten Druckrings in Abhängigkeit der horizontalen Verschiebung des Betonringankers

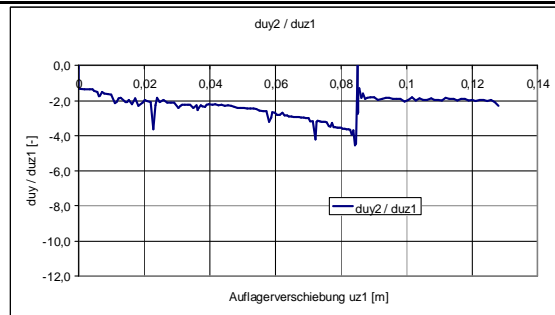


Fig. 27: Ableitung der Vertikalverformungen des gemauerten Druckrings nach der vorgegebenen Auflagerverschiebung in Abhängigkeit der horizontalen Auflagerverschiebung

Die Berechnung konvergiert bis zu einer Auflagerverschiebung von ca. 13 cm. Die Auswertung der lastabhängigen Verformungen ergibt, dass dieser Wert noch nicht das rechnerische Versagen darstellt.

5.3 Bewertung der Ergebnisse

Nach dem Einbau des Ringankers fällt die horizontale Auflagerkraft F_{z1} zunächst mit zunehmender Auflagerverschiebung ab und erreicht bei $u_{z1} = 9$ cm ein Minimum, bevor die dann wieder ansteigt.

Die Berechnung zeigt, dass der Ringanker nicht nur den gemauerten Druckring im derzeitigen Zustand aussteift, sondern bei weiter zunehmender Vertikalverschiebung auch als Verteilerbalken wirkt. Sobald nach dem Einbau des Ringankers weitere Auflagerverschiebungen auftreten, überträgt der Ringbalken Vertikalkräfte aus dem nachgiebigeren Gewölbe im Bereich der großen Stichkappen auf den steiferen Bereich der Kuppel im Bereich der Treppentürme. Mit der Abnahme der Vertikalkräfte im Bereich der Stichkappen reduziert sich auch die Horizontalkraft, die durch die neuen Zuganker aufgenommen werden muss.

Die Vertikalverformungen des Ringankers nehmen nach dem Einbau gleichmäßig zu. Die Zunahme der Vertikalverschiebung ist wieder proportional zur Zunahme der Auflagerverschiebung. Der Unterschied der Vertikalverformung des Ringankers im Quer- und im Längsschnitt bleibt annähernd konstant.

Die Berechnungen bestätigen, dass eine Aussteifung des Druckrings gegen Ausknicken aus der Ebene dem Gewölbe erhebliche Tragreserven auch dann verschafft, wenn die Maßnahme erst kurz vor dem rechnerischen Versagen erfolgt.

6. Ausführung

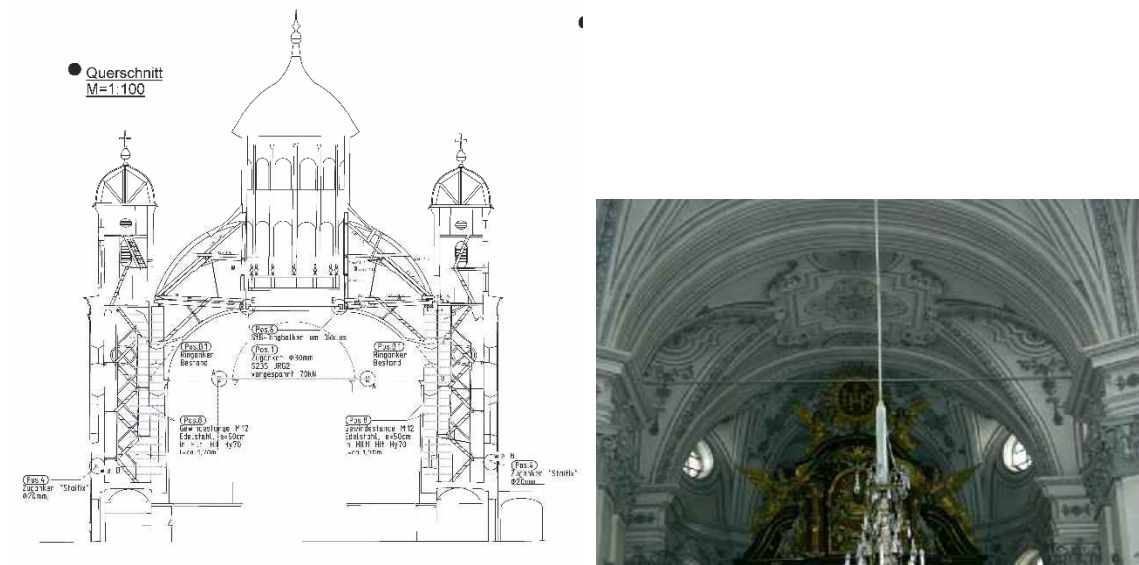


Fig. 28: Zuganker, Maßnahmenplan, Ausführung

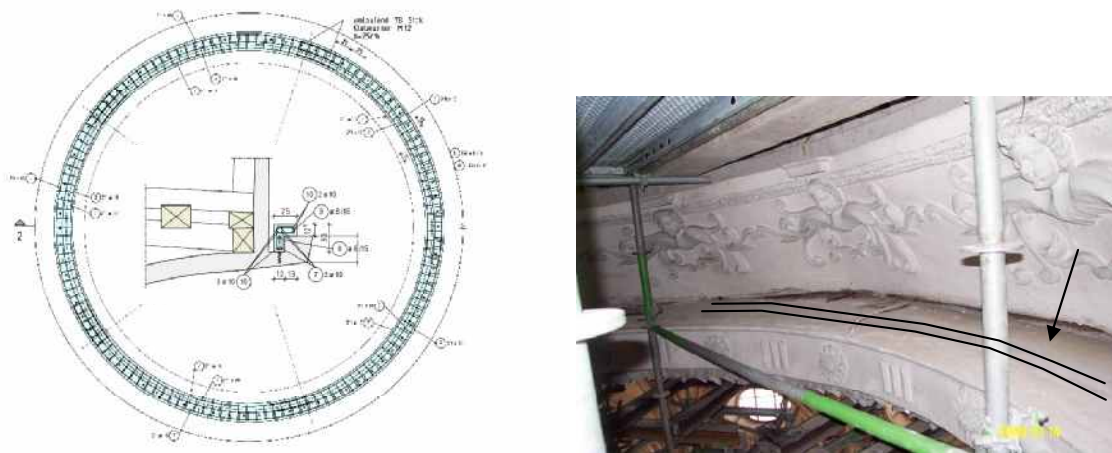


Fig. 29: Bewehrungsplan Betonring zur Aussteifung des Okulus (Grundriss, Schnitt), Ausführung

7. Zusammenfassung

Die Wallfahrtskirche „Maria Birnbaum“ wurde in den Jahren 1661 – 1668 über dem in einem Birnbaum stehenden, als wundertätig geltenden Marienbild errichtet. Kern des Kirchenbaus ist die Rotunde mit einem Innendurchmesser von ca. 15,3m, die von einer Ziegelkuppel überspannt wird. Die Kuppel wird in der Mitte von einem Okulus von ca. 5,5m Durchmesser durchbrochen. Über dem Okulus ragt der sogenannte Apostelturm auf, ein zur Kuppel offener Holzzylinder mit einer Innenhöhe von 11,2m, der in zwölf Nischen die Statuen der Apostel beherbergt. Das Gewölbe wies Risse auf, Gipsmarken zeigten bereits nach einer Woche Risse, so dass umgehend eine Notsicherung eingebaut wurde.

Zur Untersuchung der Schadensursachen und zur Planung der Instandsetzungsmaßnahmen wurden Finite Elemente Berechnungen durchgeführt. Es zeigte sich, dass die großen Schildkappen einen entscheidenden Einfluss auf das Schadensbild haben. Die Aufweitung der Gurtbögen führt zur Absenkung der Bogenscheitel, die sich auch auf den Rest des Gewölbes auswirkt: Im Osten und im Westen der Kuppel senkt sich der Scheitel ebenfalls während die Absenkungen im Norden und Süden deutlich geringer sind. Die vor Ort beobachteten Risse resultieren aus dem Verformungsunterschied der beiden Bereiche.

Der ursprünglich in einer horizontalen Ebene um den Okulus verlaufende gemauerte Druckring wird durch die aufgezwungenen Verformungen aus der Ebene heraus verformt. Die Berechnungen zeigten, dass das Gewölbe sehr empfindlich auf weitere Verformungen reagiert. Schon eine geringfügige Zunahmen der Aufweitung führt zum rechnerischen Versagen des Gewölbes, das durch das räumliches Ausknicken des Druckrings eingeleitet wird.

Als Instandsetzungsmaßnahme wurden in den Gurtbögen Spannanker eingebaut, die den Gewölbeschub aufnehmen. Um den Okulus herum wurde ein Betonring eingebaut, der den Druckring im Mauerwerk gegen Ausknicken stabilisiert und so dem Gewölbe eine größere Toleranz gegenüber weiteren Aufweitung gibt.

8. References

- [1] Gutachten über den statisch-konstruktiven Zustand und notwendige Instandsetzungsmaßnahmen; C.Kayser, H.Maus, R.Barthel; Barthel & Maus; Juni 2005, unveröffentlicht
- [2] Verformungsgerechtes Aufmaß durch Vermessungsbüro Blume; 2006, unveröffentlicht
- [3] Jagfeld, Matthias; Tragverhalten und statische Berechnung gemauerter Gewölbe bei großen Auflagerverschiebungen; Shaker; 2000