

**Zeitschrift:** IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte  
**Band:** 70 (1993)  
  
**Artikel:** Rissbildung in historischen Kirchenbauten: Analyse und Stabilisierungsmassnahmen  
**Autor:** Majer, Johann  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-53362>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 11.01.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## **Rissbildung in historischen Kirchenbauten Analyse und Stabilisierungsmassnahmen**

Development of Cracks in Historic Churches - Analysis and Stabilization

Fissuration d'églises anciennes - analyse et stabilisation

### **Johann MAJER**

Em. o. Professor  
Universität Innsbruck  
Innsbruck, Oesterreich



J. Majer, geb. 1920, erhielt 1948 den Dr. techn. der Szt. Technischen Hochschule (jetzt: Technische Universität) in Wien, dort 3 Jahre Assistent, 19 Jahre als Statiker im öffentlichen Dienst, 1971 bis 1991 o. Prof. für Festigkeitslehre und Flächentragwerke der Universität Innsbruck. Als Ingenieurkonsulent 39 Sanierungsgutachten, davon 30 Ausführungen.

### **ZUSAMMENFASSUNG**

Die charakteristischen Rissbilder in historischen Kirchen mit zwei üblichen Gewölbeformen in Oesterreich werden im Zusammenhang mit deren Ursachen analysiert. Beispiele von Rissen, die vom charakteristischen Verlauf stark abweichen, werden durch besondere Lastwirkungen und geologische Bedingungen erklärt. Stabilisierungsmassnahmen durch Vorspannsysteme, die für Kirchenbesucher nicht sichtbar sein dürfen, werden beschrieben. Lage und Vorspannkraft von Spanngliedern wurden im Hinblick auf optimale Spannungsverhältnisse in einem Tonnengewölbe mit Stichkappen untersucht.

### **SUMMARY**

Characteristic crack patterns of historic churches in Austria with two common kinds of vaultings are analyzed in association with causes due to residual stresses and loads. Examples of cracks deviating strongly from the regular pattern are explained by particular load effects. Stabilizing measures with prestressing systems are described. They should remain unseen for visitors to the churches. The situations of prestressing members and their magnitude were investigated with regard to optimal stress condition in a barrel vault with lunettes.

### **RÉSUMÉ**

Le mode de fissuration caractéristique de la maçonnerie d'églises anciennes en Autriche, avec deux types classiques de voûte est analysée, ainsi que ses causes. Des exemples de fissures atypiques s'expliquent par l'effet de charge extraordinaire et les conditions géologiques. La stabilisation de la construction au moyen de systèmes de précontrainte, lesquels doivent rester invisibles pour les visiteurs de l'église, est décrite. La position et la force de la précontrainte sont étudiées en vue d'optimiser les contraintes dans une voûte en berceau avec de lunettes.



## 1. ART UND URSACHE DER RISSE

Von reinen Putzrissen sei abgesehen. Nur Risse in bzw. durch das tragende Mauerwerk werden behandelt: Biege- und Trennrisse. Die sehr geringe Zugfestigkeit von Mauerwerk bedingt, daß Risse Trennbrüche des Materials zufolge von Zugspannungen darstellen und rechtwinklig zur größten Hauptzugnormalspannung stehen. Sie geben daher einen deutlichen Hinweis auf den Spannungszustand bzw. Kraftfluß im Bauwerk zum Zeitpunkt der Rißentstehung und sind das Hauptindiz für die Ursachenanalyse [1] Hinsichtlich des Einflusses auf die Stand(Bruch-)sicherheit seien als Rißursachen unterschieden [2]:

- Äußere statische und dynamische Kräfte (Lasten), die "Lastspannungen" bewirken,
- Zwängungen infolge Temperatur- und Feuchtigkeitsunterschieden im Mauerwerk, sowie ungleiche Setzungen, die "Zwängungsspannungen" bewirken,
- Eigenspannungen als schnittkraftfreie Spannungsanteile
- Alterung als zeitabhängige Änderung von Materialeigenschaften.

## 2. BEWERTUNG VON RISSURSACHEN UND TYPISCHE RISSBILDER

Als wesentliche Grundlage der Planung von Reparaturmaßnahmen ist eine - zumindest qualitative - Bewertung dahingehend wichtig, in welchem Ausmaß die oben angeführten Ursachen zur Rißbildung beitragen. Man darf von der plausiblen Annahme ausgehen, daß das Bauwerk nach Fertigstellung rißfrei war, wenn auch nur kurzfristig. Es sind daher die Änderungen der Beanspruchungen im Bauwerk, die zu den ersten Rissen führen und dort auftreten werden, wo unter ständiger Last nur mehr geringe Druckspannungen oder gar Zugspannungen vorhanden sind.

Bei der Bewertung der Folgen der Rißbildung wird auch zu unterscheiden sein, ob die Zustandsänderungen progressiv zunehmend sind, z. B. Langzeitsetzungen, oder periodisch auftretend veränderlich sind, wie etwa infolge von Temperaturschwankungen und Schnee und Wind.

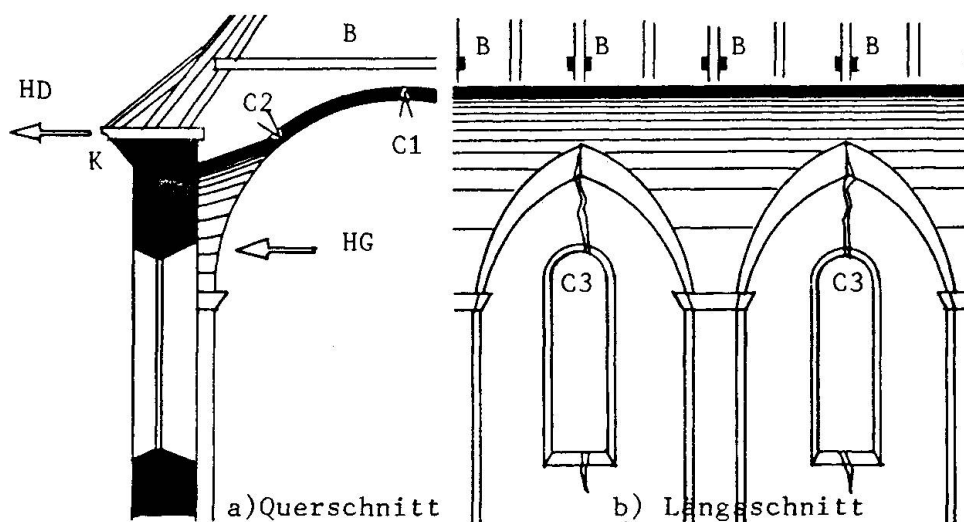
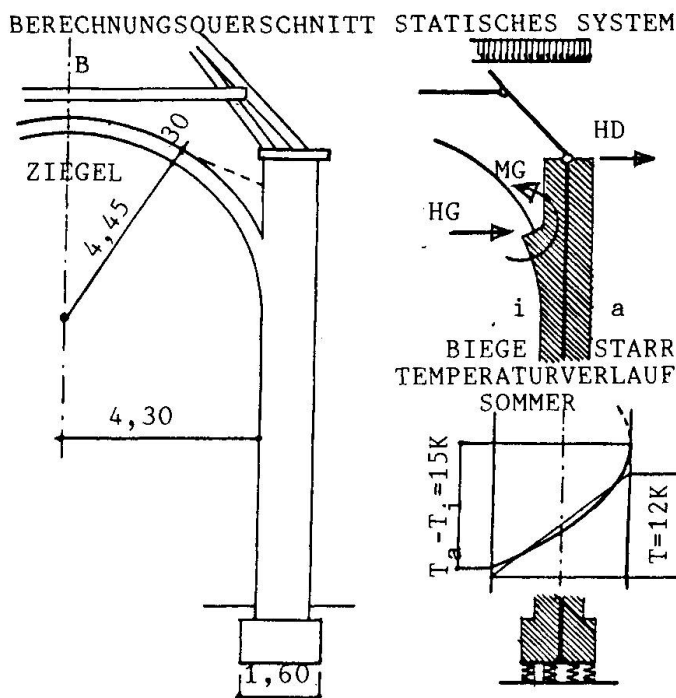


Fig. 1: Tonnengewölbe mit Stichkappen, Kehlbalken B

Die Bewertung der zu Rissen führenden kurzfristigen Zustandsänderungen sei für die Bauweise nach Fig. 1 an einem Tonnengewölbe mit Stichkappen mit den fast immer im Scheitel an der Unterseite auftretenden Rissen C1 und den manchmal zu beobachtenden Rissen C2 an der Gewölbeoberseite in Kämpfernähe vorgenommen. Den einfachen Berechnungen wurde der Modellquerschnitt gemäß Fig. 2 zugrunde gelegt.



Der Steifigkeitseinfluß von Stichkap-pen ist in einer größeren Gewölbedicke erfaßt. Im Rechenmodell werden das Gewölbe als elastischer Kreisbogen, und die Wände vorerst als biegestarr angenommen, aber die drehelastische Einspannung im Bau-grund für mittleren Boden mit dem Steifemodul von  $70 \text{ N/mm}^2$  berücksichtigt. Angenommene Materialwer-te des Ziegelgewölbes [1]:

Elastizitätsmodul:  $E_{\min} = 3 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$ , Querdehnzahl  $0,2$ , Temperaturdehn-zahl  $\alpha_T = 7 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ . Der Horizontal-schub des Gewölbes, HG, auf  $1 \text{ m}$  Gebäudelänge beträgt hier rund  $20 \text{ kN/m}$  für das fest eingespannte Kreisgewölbe.

Fig. 2: Kirchenschiff mit Tonnengewölbe  
Grundlage für Modellberechnung

Bei der Beurteilung der wichtigen Wirkung der Horizontalschübe der Konstruktion wird meist übersehen, daß Dachstühle dort, wo hochliegende Gewölbescheitel keine Träme zulassen, wie in Fig. 1 und Fig. 3 auch die Dachkonstruktion nicht unbeträchtliche Horizontalschübe, HD, auf die Außenwände ausüben; im Beispiel Fig. 2 als mittlerer Wert ca.  $4 \text{ kN/m}$  ständig.

Gemäß der Hypothese der Rissefreiheit im Erstzustand wird daher nur der Einfluß der möglichen Änderung von HG, z. B. einer in Österreich durchaus möglichen Schneelast von  $s_0 = 3,0 \text{ kN/m}^2$  - auf die Horizontale bezogen - als zu a) gehörende Ursache berücksichtigt. Es ergeben sich  $\Delta \text{HG}$ -Werte um  $5 \text{ kN/m}$  und eine zugehörige Horizontalverschiebung der Gewölbekämpfer von mehr als  $1,8 \text{ mm}$  nach außen. Im Gewölbescheitel tritt an der Unter-seite eine Zugspannung von mehr als  $0,3 \text{ N/mm}^2$  an der Stelle C1 auf. Bei Berücksichtigung der Biegesteifigkeit der Wände wird der Lastanteil des Gewölbes größer. An der Einspann-stelle erreicht die Zugspannung an der Gewölbeoberseite Werte über  $0,6 \text{ N/mm}^2$ .

Als Beispiel zu Zwängungswirkungen gem. b) sei der Fall eines Unterschiedes der Tempe-raturen an den Außen- und Innenflächen von  $15 \text{ K}$  im Sommer als realistische Rechen-angabe gewählt und für den charakteristischen Temperaturverlauf quer durch das Mauer-werk, wird die krümmungswirksame lineare antimetrische Temperaturdifferenz  $\Delta T = 12 \text{ K}$ . Für Punkt C1 folgt wieder eine Biegezugspannung von mehr als  $0,3 \text{ N/mm}^2$ . Identifiziert man die Zugfestigkeit des Gewölbes, hier quer zur Lagerfuge der Ziegel, mit der Haftfestig-keit zwischen Mörtel und Ziegel, so kann diese in den Grenzen  $0,1$  bis max.  $0,3 \text{ N/mm}^2$  für "alten" Mörtel angenommen werden. Das heißt, daß die Spannungen, die sich den vorhan-denen infolge ständiger Last (Primärzustand) überlagern, Initialrisse aus Biegung bewirken können.



Da extreme Schneelasten, wie die der Berechnung zugrunde gelegte, weitaus seltener sind als die angenommene Temperaturdifferenz, sind die Zwängungen als die häufigste Ursache der Initialrisse anzusehen.

Sowohl in Bauwerken gem. Fig. 1 und Fig. 3 sind vorwiegend lotrecht verlaufende Risse, C3, in den Längswänden der Kirchenschiffe zu beobachten. Wenn vorausgesetzt wird, daß diese Seitenwände der Gebäude im Sommer errichtet wurden und frei von Eigenspannungen sind, dann wird im Winter der obere Bereich deshalb Längszugspannungen erfahren, weil diese Zonen kälter als die unteren werden und durch die Fundierung als auch durch das eigene Gewicht gezwungen werden, gerade zu bleiben.

Allein ein plausibler  $\Delta T = 15 \text{ K}$ -Wert zwischen Sommer- und Wintertemperatur des Mauerwerkes und einem  $E = 5 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$  für Bruchsteinmauerwerk, liefert bei vollständiger Dehnungsbehinderung und linearelastischer Rechnung eine Zugspannung ohne Kerbwirkung von  $0,53 \text{ N/mm}^2$ . Wenn die wirklichen Zugspannungen tatsächlich etwas geringer werden, so liegen sie doch erheblich über der zu erwartenden Zugfestigkeiten der Mauerwerke.

In der Bauweise gemäß Fig. 3 ist die Überwölbung in Joche unterteilt, die durch Gurtbögen getrennt sind. Das statische Verhalten der Gurtbögen und die anschließende und mitwirkende Zone der flachen Kuppeln ist in Querrichtung ähnlich dem Beispiel der Tonnengewölbe. Bei diesem - vor allem für das Barock typischen System - ragen die Kuppeln besonders hoch in den Dachstuhl hinein, sodaß die Horizontalschübe  $H_D$  größer als in dem vorhergehenden Beispiel sind. Die Schalenbereiche zwischen den Gurtbögen sind in Kirchenquerrichtung wesentlich biegesteifer als die Gurtbögen bzw. als das Tonnengewölbe gem. Fig. 1. Bei allen Lastfällen, die zu einer horizontalen Verschiebung der Kämpferbereiche  $K$  nach außen führen, treten beim System gemäß Fig. 3 an den Stellen, vergleichbar C2 der Fig. 1, nicht nur Biegerisse auf, sondern auch eine völlige Durchtrennung der Ge-

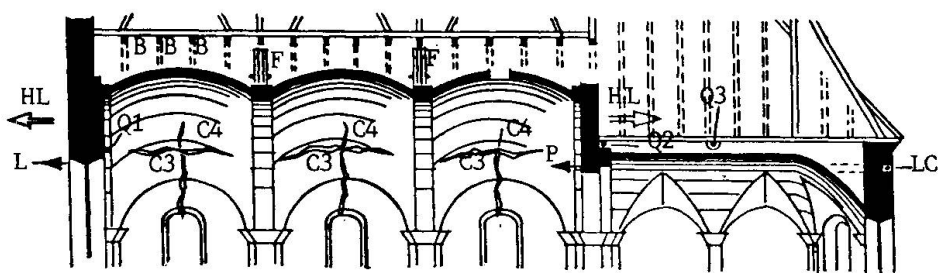
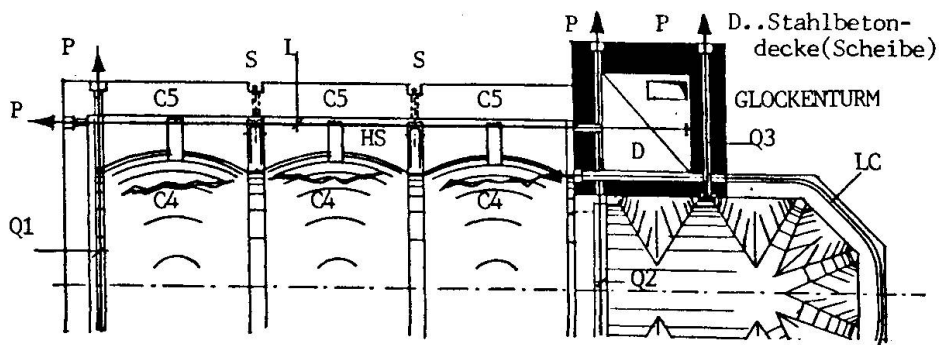


Fig. 3a: In Joche unterteilte Gewölbe, Längsschnitt



L, LC horizontale Längs-, Q1, Q2, Q3 horizontale Querspannglieder  
Fig. 3b: In Joche unterteilte Gewölbe, Grundriß zu 3a im Dachgeschoß

wölbeschale an den Stellen C4 der Fig. 3, wie sehr oft zu beobachten ist. Die horizontale Verschiebung der Mauerkrone  $K$  nach außen führt dazu, daß die Mauerrippen in Fig. 3b, die offenbar als horizontale Stützung der Gewölbeschalen gedacht waren, sich von der Mauerkrone ablösen und die dabei entstehenden bis zu 20 mm breiten Spalten C5 die Funktion dieser Rippen wirkungslos machen.

Die flachen Kuppeln der Konstruktion gem. Fig. 3 üben als doppelt gekrümmte Schalen auch horizontale Reaktionen in der Längsrichtung des Gebäudes aus, die in Fig. 3a mit HL bezeichnet sind. Diese Horizontalkraft überträgt sich durch Schalenwirkung der Kuppeln auf die Längswände des Gebäudes und verstärkt auf diese Weise die Längszugspannungen in den Seitenwänden und trägt verstärkt zu C3 bei.

### 3. SONDERFÄLLE VON RISSBILDERN

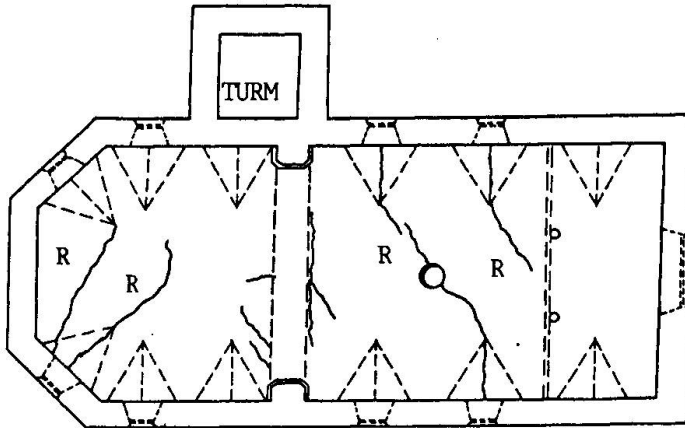


Fig. 4: Draufsicht auf Tonnengewölbe mit untypischem Rißbild R

Fig. 4 zeigt schräg verlaufende Risse im Tonnengewölbe einer kleinen Kirche auf gutem Baugrund, die mit oben dargelegten Überlegungen nicht in Einklang zu bringen waren. Die Ursache der Rißverläufe ließ sich erkennen als die Befragung der Bewohner ergab, daß während des II. Weltkrieges in kaum 70 m Entfernung von der Turmseite der Kirche ein kleiner Steinbruch errichtet wurde, der dzt. nicht mehr in Betrieb ist.

Deutlich sieht man, daß der Turm ablenkend auf die Richtung der Risse infolge der Erschütterungswellen wirkt.

In Fig. 5 sind im Grundriß Risse in einer Kuppel dargestellt, die in Tirol in Itter nach dem Erdbeben im Friaul 1976 verstärkt auftraten [2]. In dem Zentralbau hätte man nach statischen Gesichtspunkten Risse in Radialrichtung im unteren Teil der Kuppel erwartet. Die Orientierung der Risse zeigt aber deutlich ein Ausweichen der Nord- und Südwand nach außen, was auch zu der Trennung R der als horizontale Stützung der Kuppel gedachten Mauerrippen führte. Die Analyse der Risse und deren Lage ergibt:

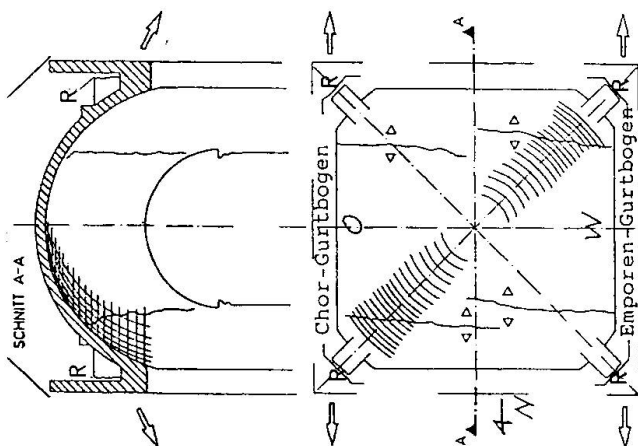


Fig. 5: Rißbild einer Hängekuppel, auf Gurt- und Schildbögen

Erstens liefert ein Temperaturunterschied von  $\Delta T = 12 \text{ K}$  Zwängungsbiegespannungen von mind.  $\pm 0,13 \text{ N/mm}^2$ , die aber proportional dem E-Modul des Mauerwerkes je nach dessen Güte auch bei  $\pm 0,2 \text{ N/mm}^2$  liegen können. Diese Spannungen treten fast in der gesamten Kuppel auf.

Zweitens ergab der geologische Befund, daß die Flanken des schmalen Bergrückens, auf dem das Gebäude steht, zu langzeitigen Hangbewegungen neigen und durch Erdbeben besonders dazu aktiviert werden können. Tatsächlich zeigte der alte Estrich des Kirchenfußbodens zwei Längsrisse als Anzeichen dafür, daß die in be-





zug auf die Kirchenlängsachse seitlichen Teile des Bodens der Hangbewegung gefolgt waren.

#### 4. FOLGEN DER RISSE FÜR DAS BAUWERK

Bei Rissen infolge Zwängungen wird die Standsicherheit etwas, aber nicht entscheidend verringert. Diese Verringerung besteht bei den vorliegenden Bauwerken darin, daß im allgemeinen die Risse den Grad der statischen Unbestimmtheit stark reduzieren, z. B. die Wirkung des Tonnengewölbes oder der Gurtbögen vom voll eingespannten Bogen in Dreigelenksysteme verändern. Im Beispiel der Fig. 3 wird das statische Zusammenwirken der Jochsysteme und die Schalenwirkung der Kuppeln durch die Risse C3 in Richtung sich bildender Einzelsysteme verringert.

Auch wenn Bauwerke den Anforderungen hinsichtlich ausreichender Standsicherheit noch genügen, so können - besonders bei historischen Mauerwerks- und Steinbauten - spezielle Aspekte der Gebrauchstauglichkeit sehr wohl Maßnahmen erfordern, z. B. die zur Erfüllung der in Mustervorschriften genannten "Anforderungen aus Gründen des Aussehens", besonders in Zusammenhang mit der Rißbildung; dies besonders im Falle von historisch wertvollen Fresken. Aber auch die Tatsache, daß die erhöhte Beweglichkeit der gerissenen Konstruktion im Zusammenhang mit den Zwängungsspannungen zu Abplatzungen von Putzteilen führen kann, beeinflußt die Gebrauchstauglichkeit, weil von den Gewölben herabfallende Putz- oder sogar Ziegelteile Menschen gefährden können.

Die Standsicherheit wird dann stark beeinflußt, wenn die Rißbildung eine zeitlich progressive ist, wie z. B. durch zunehmende Neigung von Seitenwänden mit Pfeilern unter Wirkung von Seitenschüben der Bogen und Kuppeln nach außen. Die daraus folgenden Scheitelsetzungen flacher Bögen und Schalen können zu Brüchen bzw. Instabilität führen.

#### 5. PRINZIPIEN FÜR DIE SANIERUNGSMASSNAHMEN [1], [2], [3]

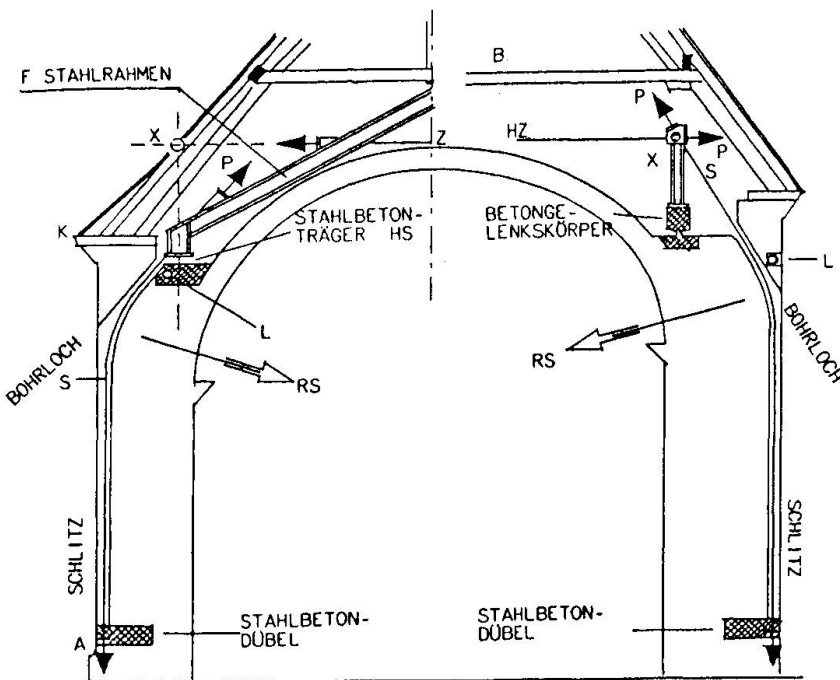
Alleiniges Verfüllen und Verpressen von Rissen bei progressiven Vorgängen ist eine ungeeignete Maßnahme für langzeitigen Erfolg, denn sie beseitigen die Ursachen nicht - meist die oben genannten Horizontalbewegungen von Bogenwiderlagern mit den Ursachen in der Fundierung - und werden die fehlende Zugfestigkeit nicht oder nur lokal begrenzt bringen. Nachfundierungen können Erfolg haben und sind in manchen Fällen von c) sogar erforderlich - siehe Pisa. Sie sind aber meist teuer und kurzfristig schwer prüfbar. Gegen die Risse als Folge von Zwängen sind sie praktisch wirkungslos [4].

Die Maßnahmen sollten also nicht nur die Risse stabilisieren - wie z. B. durch Nachfundierung - sondern auch Rißbildung durch örtliche Zugspannungen infolge Zwängungen b) verringern oder verhindern. Wirkungsvoll sind für diesen Zweck Stahlglieder. Sollen diese wirkungsvoll sein, dann kommt nur gezielte Vorspannung in Frage, denn dadurch kann eine sofortige Übernahme von Kraftwirkungen, wie etwa die Aufnahme von Horizontalschüben, erfolgen. Ein weiterer Vorteil der Vorspannung besteht darin, daß in Querschnitten zusätzliche Druckspannungen gezielt und meßbar eingebracht werden können, so daß die Aufnahmefähigkeit von Zugspannungen ohne Rißbildung möglich oder zumindest vergrößert wird.

#### 6. BEISPIELE FÜR AUSGEFÜHRTE SANIERUNGEN

Aus dem Rißbild der Konstruktion gem. Fig. 3 ist zu ersehen, daß zwei Vorspannsysteme

Die Fig. 6 zeigt drei Beispiele, wie man die gleiche Wirkung durch Konstruktionen erreichen kann, die im Kirchenschiff vom Benutzer der Kirche nicht gesehen werden können. Der Druck gegen den Horizontalschub des Bogens wird durch die Reaktionskräfte  $R$  des gekrümmten Abschnittes von Spannkabeln  $S$  erreicht.



**Fig. 7: Konstruktion für "unsichtbare Zugbänder" HZ**





Seite der Fig. 6 - auf die Widerlager, besonders in der Richtung nach außen, zu vermeiden, sind die Stützen als vertikale Pendelglieder ausgeführt. Durch entsprechende Vorspannung der Zugstange HZ ist es möglich, deren Verlängerung derart zu regeln, daß die Stützen für Punkt X nach den Vorspannarbeiten stets lotrecht stehen.

Wenn der Lichtraum innerhalb des Dachgeschoßes die Ausführung entsprechend der rechten Seite der Fig. 6 - maßgebend ist der Punkt X - nicht erlaubt, so wurde das System entsprechend der linken Seite der Fig. 6 ausgeführt. Es handelt es sich um eine biegesteife Stahlkonstruktion F, die auf Rollen oder Gleitlagern ruht, und das Lager P für die Vorspannpresen bildet. Zur Erhöhung der Biegesteifigkeit der Stahlkonstruktion ist noch ein horizontales Zugglied Z angeordnet, das vorgespannt wird, und der Verringerung der horizontalen Verschiebung der Lager der Stahlkonstruktion während des Vorspannens der Spannglieder S dient. Andere Beispiele und Methoden sind in [3] und [5] enthalten.

## 7. WAHL DER KRÄFTE FÜR QUERVORSpannung

Als Grundwert für die Ablenkkraft RS in Fig. 6 wurde angenommen, daß sie mit den Horizontalschüben HG und HD möglichst gleichförmige Bodenpressung unter den Längswänden ergeben, wobei die Höhenlage von RS ein festzulegender Parameter ist. Spannkraftverluste durch Kriechen und Wärmedehnungsunterschiede zwischen Spannglied und Mauerwerk sollen zugeschlagen werden, wobei über eine obere Grenze an Vorspannkraft, die wieder Risse oder zu große Druckspannungen erzeugt, nicht hinausgegangen werden darf.

In einem Forschungsvorhaben [5], [6] wurde unter anderem der Zusammenhang von Höhenlage und Größe der Vorspannkraft für das Kreistonnengewölbe ähnlich Fig. 2 für den Lastfall Eigengewicht und für den Lastfall Eigengewicht plus Vorspannung hinsichtlich der Spannungen im Gewölbe unter folgenden Optimierungsbedingungen untersucht:

- Keine Zugspannungen an der unteren Leibung im Scheitel
- Möglichst geringe Zugspannungen im Verlauf der Randspannungen über den Bogen

Es treten dann nur unwesentliche Zugspannungen an anderen Stellen auf, die für eine weitere Optimierung den Aufwand nicht lohnen. Die FEM-Untersuchungen wurden sowohl als ebenes Problem ohne Stichkappen und als 3D-Problem mit Stichkappen und Fensteröffnungen, Fig. 7, am Institut für Festigkeitslehre und Flächentragwerke der Universität Innsbruck im Kapitel, das von Dr. Stark behandelt wurde, durchgeführt [6].

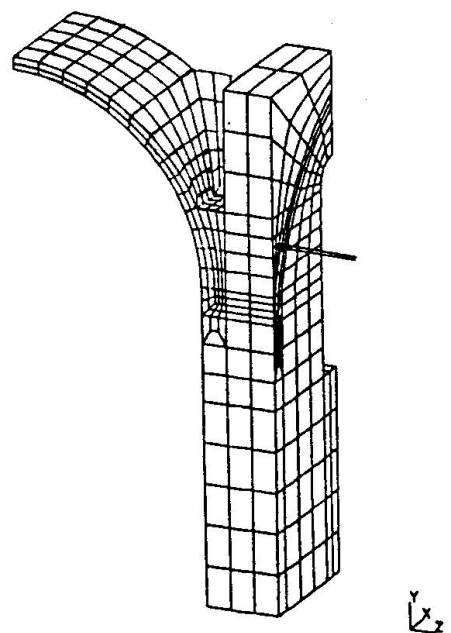


Fig. 7: FEM-Netz zur 3D-Berechnung

|                                     |      |      |      |      |
|-------------------------------------|------|------|------|------|
| Höhenlage der Horizontalkomp. v. RS | 8,95 | 8,49 | 8,05 | 7,59 |
| Vorspannkraft 2D-Modell [kN/m]      | 18,5 | 20,1 | 21,8 | 23,9 |
| Vorspannkraft 3D-Modell [kN/m]      | 17,8 | 19,2 | 20,9 | 22,9 |

Nebenstehende Tabelle zeigt die Ergebnisse für einige Vorspann-Höhenlagen. Die Wand wurde dabei auf Niveau  $\pm 0,0$  als eingespannt angenommen.

Dazu wäre zu bemerken:

- Die Tendenz, daß die Tiefersetzung der horizontalen Spannkraft, deren Vergrößerung erfordert, entspricht der erstgenannten Forderung, daß die Sohlpressungen möglichst gleichförmig gemacht werden sollen.
- Die Vorspannkraft von z.B. 18,5 kN/m entspricht dem eingangs genannten Wert 20 kN/m für starre Einspannung des Gewölbebogens gut. Der Wert in der Tabelle ist kleiner, weil die Gewölbeeinspannung dort elastisch ist.
- Die Höhenlage von R in Fig. 7 ist daher den räumlichen Gegebenheiten entsprechend in brauchbaren Grenzen wählbar.

## 8. ABSCHLIESSENDE HINWEISE

Zu der Frage, wie weit man über die den Horizontalschüben entsprechende Größe mit der Vorspannung zur Deckung der genannten zeitabhängigen Verluste hinausgehen darf, gibt beim Spannen auch das Bauwerk. Etwa 10 bis 20% über den Grundwert hinausgehende Spannkraften können zu leichten kleinen Abblätterungen von Farbschichten führen. Bei mehr als 30% wurden in der Nähe von Rissen in Gurtbögen Loslösungen von Putzstücken beobachtet.

## LITERATURVERZEICHNIS

1. PIEPER K., Sicherung historischer Bauten, Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin München
2. MAJER J., Anwendung von Stahl- und Spannbeton beim Sanieren historischer Bauten, Zement und Beton, Heft 2, 1986
3. MAJER J., NIEDERWANGER G., Analysis and repair of cracks in old masonry towers. Computational Mechanics Publications, Software for Engineering Workstations, Volume 6, April, 1990, pp. 79 - 84
4. MAJER J., NIEDERWANGER G., Observations during stabilization of old bell towers damaged by cracks. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, 1990, No.1/2/3, pp.493 - 499
5. MAJER, STARK, LEHAR, "Systematisches Vorspannen alter Mauerwerksbauten", Projekt Nr. 3489 des Jubiläumsfonds der Österreichischen Nationalbank
6. STARK R., LEHAR H., Structural repair of historical buildings using I-DEAS-Software, I-DEAS/CAEDS Int. Conf. Proceedings 1990 Series, Schluchsee, Germany

Leere Seite  
Blank page  
Page vide