Bewertung des Tragverhaltens eines Stahlbetonbauwerks im Spiegel des Normenwandels

Dipl.-Ing. Markus Keßner
Berk + Partner Bauingenieure, München

Zusammenfassung

Die katholische Stadtpfarrkirche Christkönig in Waldkraiburg ist ein herausragendes Stahlbetonbauwerk aus den 60er Jahren des vergangenen Jahrhunderts. Das Tragwerk besticht durch seine Klarheit und Konsequenz. Erbaut wurde die Kirche mit oktogonaler Grundstruktur im Jahr 1964. Eine erste Teilsanierung fand im Jahr 1993 statt. Eine Generalsanierung der Kirche mit Turm wurde 2004 begonnen und ist 2008 abgeschlossen worden.
Die Originalstatik aus dem Jahr 1962 liegt zum Großteil vor. Anlässlich der ersten Sanierung wurde eine gutachterliche Stellungnahme zur Standsicherheit von Prof. Gallus Rehm (1991, München) erstellt. Im Zuge der Gesamtsanierung wurde 2004 in unserem Büro erneut die Standsicherheit und die Gebrauchtauglichkeit der Stahlbetonrahmenkonstruktion überprüft.
Die drei vorliegenden statischen Dokumente basieren auf den zur Erstellungszeit jeweils gültigen Normenstand der DIN 1045 (Ausgabe Nov. 1959, Ausgabe Juli 1988 und Ausgabe Juli 2001), sowie auf den jeweiligen aktuellen Berechnungsmethoden der Baustatik (Handrechnung, computergestützte ebene Rahmenberechnung, dreidimensionales Stabwerksmodell).
Ergebnis: Nachdem man 1990 zum Ergebnis kam, dass lediglich eine reduzierte Tragsicherheit von global 1,60 (statt 1,75) vorhanden sei, konnten unsere Untersuchungen auf Basis des neuen Normenkonzepts wieder die volle Standsicherheit nachweisen (maximaler Ausnutzungsfaktor 0,98).

1. Das Bauwerk

Bauherr: Erzbischöfliches Bauamt, München
Architekt: Franz X. Gärtner, München
Statik: Dr. Grub und Hölzl, München

Christkönig Kirche nach der Sanierung 2006

Die Pfarrkirche Christkönig wurde Anfang der 1960-iger Jahre als Stahlbetonrahmenkonstruktion erstellt. Der Grundriss bildet ein regelmäßiges Oktagon mit einer Seitenlänge von ca. 13.50 m. In den Achsen des Oktagons liegen vier Stahlbetonrahmen mit leicht gegen die Horizontale geneigten Riegeln, deren Stich 2.64 misst und deren Spannweite bei 37,26 m liegt. Die Höhe der Stiele beträgt 13,50 m über Geländeroberkante. Zwischen den Rahmen liegen Tangential- und Diagonalträger, so dass sich ein K-fachwerkartiger Aussteifungsverband ergibt. Die Deckenplatten sind monolithisch mit Rahmen und Fachwerk verbunden. Die Außenwände sind als zweischaliges Sichtmauerwerk in Ziegel ausgeführt. Die Mauerstärken betragen 30 und 24 cm, die Dicke der Fuge misst 6 cm. Die Rahmenkonstruktion und die Außenwände sind durch ein umlaufendes Lichtband vertikal vollständig getrennt, so dass die Gesamtlast des oberen Raumabschlusses über die Rahmenkonstruktion abgetragen wird. Die Rahmen- und Wandfundamente wurden geteilt ausgeführt.

Dreidimensionale Darstellung des Tragwerks ©Berk + Partner

2. Urstatik

Die Urstatik wurde in den Jahren 1962 und 1963 vom Bau-Ingenieurbüro Dr. Grub und Hölzl erstellt. Die Stahlbetonbauteile wurden auf Grundlage der DIN 1045, Ausgabe 1959 [1], berechnet, bemessen und bewehrt.

Die statischen Berechnungen und die zugehörigen Schal- und Bewehrungspläne liegen fast vollständig vor.

Die statische Berechnung und die Bewehrungspläne für den Kirchenneubau wurden entsprechend dem Vier-Augen-Prinzip statisch geprüft. Die Konstruktion entsprach den damals allgemein anerkannten Regeln der Technik. Die entsprechenden Sicherheitsniveaus sind eingehalten worden. Für die maßgebende Stelle des Tragwerks, die Rahmenecke, ergibt sich eine Sicherheit von 1,78 bezüglich der erforderlichen Biegebewehrung.

Da für das Bauwerk jedoch verschiedene Stahlsorten verwendet wurden (Stahl II, Stahl III, Stahl IIIa) ist eine generelle Aussage zum Sicherheitsniveau nicht möglich.

Das liegt daran, dass die zum Planungszeitraum gültige DIN 1045 (Nov. 1959) [1] kein einheitliches Sicherheitsniveau besaß, vielmehr waren die zulässigen Spannungen für Beton und Stahl von dem betrachteten Bauteil und der Beanspruchungsart abhängig.

Tafel V Zulässige Spannungen in kp/cm² [14]

Bauteile und Beanspruchungsart	Baustoff und Anwendungsbereich		Zulässige Spannungen Güteklassen des Betons B 120[16]	B 160[31]	B 225[31]	B 300[33]	Zeile
1	2		3	4	5	6	7	8
A. Platten und Balken mit Rechteckquerschnitt auf Biegung	Beton in Platten und Balken mit Rechteckquerschnitt (auch in kreuzweise bewehrten Platten[32]) und Pilzdecken) $d \leqq 8$ cm	σ_b	40	50	70	90	1
	$d > 8$ cm[34]	σ_b	40	60	80	100	2
	Stahl in Platten: Betonstahl I	σ_e	1200	1400	1400	1400	3
	Betonstahl II	σ_e	—	2000	2000	2000	4
	Betonstahl III	σ_e	—	2200	2200[34]	2200[34]	5
	Betonstahl IV[8])	σ_e	—	2200	2400	2400	6
	Stahl in Balken: Betonstahl I	σ_e	1200	1400	1400	1400	7
	Betonstahl II	σ_e	—	1800	1800	1800	8
	Betonstahl III u. IV	σ_e	—	—	2000[36]	2000[35]	9
B. Plattenbalken und Rippendecken auf Biegung	Beton bei Berücksichtigung der Spannungen in der Platte			40	50	70	90	10
	Werden die Spannungen in der Platte nicht berücksichtigt, so gelten die unter A angegebenen Werte.							
	Beton in den Stegen von Plattenbalken und Rippendecken im Bereich der negativen Momente	σ_b	50	70	90	110	11
	Betonstahl I	σ_e	1200	1400	1400	1400	12
	Betonstahl II	σ_e	—	1800	1800	1800	13
	Betonstahl III und IV	σ_e	—	—	2000[35]	2000[35]	14

Auszug aus DIN 1045 (Nov. 1959) [1]

Zur Bauausführung, zur Einrüstung oder zu Ausschalzeiten, allgemein gesagt zum Bauverfahren liegen uns keine Unterlagen vor. Auch hinsichtlich der jahreszeitlichen Bauzeit und der daraus resultierenden klimatischen Verhältnisse ist uns nichts bekannt.

3. Gutachten Standsicherheit 1990

3.1 Allgemeines

Im Vorfeld einer Teilsanierung der Pfarrkirche wurde im Jahre 1990 ein Gutachten zur Standsicherheit von Prof. Dr.-Ing. Gallus Rehm erstellt.

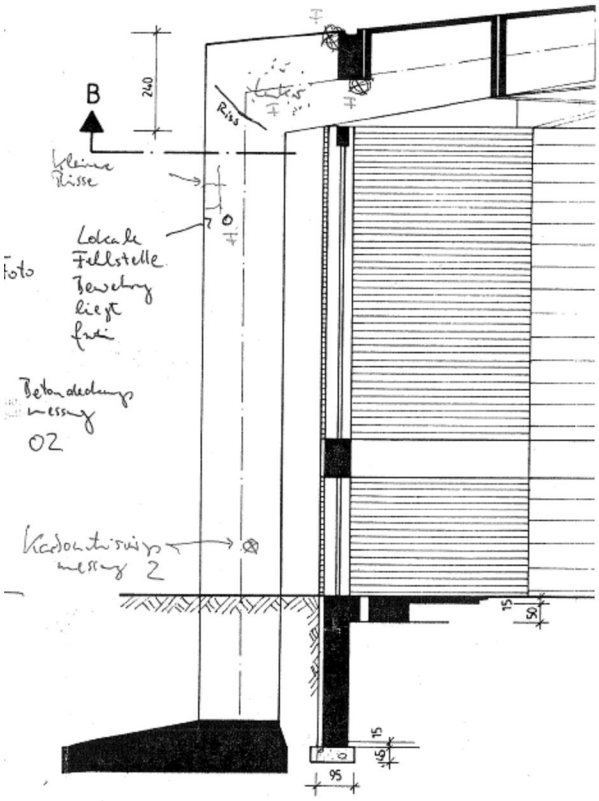
Grundlage für das Gutachten war DIN 1045, Ausgabe Juli 1988 [3]

3.2 Risse in der Rahmenecke

Die Rahmenecken der Stahlbetonrahmenkonstruktion wiesen zum damaligen Zeitpunkt bereits Risse auf.

Über die zeitliche Entstehung des damals vorhandenen Rissbildes lagen keine Unterlagen vor.

Eine Handwerkerrechnung aus dem Jahr 1977 dokumentierte jedoch das Verschließen von Rissen an den Stahlbetonrahmen mittels Kieselsäureester, sowie einen zweifachen Anstrich mit Dispersionsfarbe an allen Stahlbetonaußenteilen.



Auszug Schadenskartierung und Messungen ©Berk + Partner

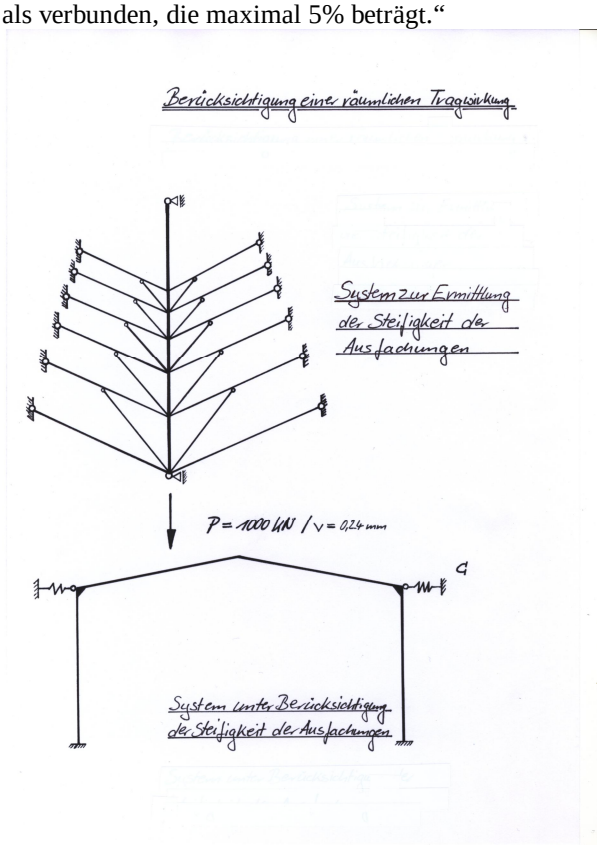
Das Rissbild wird wie folgt beschrieben [2]:

„In allen acht Ecken der vier Stahlbetonrahmen zeigt sich ein nahezu identisches Schadensbild. In der Rahmenecke verläuft, etwa unter 45°, ein 0.5 bis 0.8 mm breiter Riss, daneben sind im Abstand von 25 bis 30

cm Risse mit ca. < = 0.4 mm Breite zu beobachten. Die Rissbreite ist jeweils in der Mitte der Risslänge am größten. Die im Eckbereich etwa diagonalen Risse verlaufen mit zunehmendem Abstand von der Ecke allmählich horizontal (Stiel) bzw. vertikal (Riegel). Im oberen Drittel der Rahmenstiele wurden etwa in Höhe der Bewehrung 0.4 bis 0.5 mm Rissbreite gemessen. Diese Risse weisen einen Abstand von 15 bis 20 cm auf, dazwischen liegen in engeren Abständen „Haarrisse“ mit ca. 0.1 mm Breite“.

3.3 Methodik der Untersuchung

Die mechanischen Zusammenhänge für die als charakteristisch zu bezeichnenden Rissbilder, beschreibt Rehm folgendermaßen: „Die im Bauteil vorhandenen Zugspannungen können nicht mehr vom Beton aufgenommen werden und entsprechend dem mechanischen Modell des Stahlbetonbaus reißt die Zugzone und der Bewehrungsstahl nimmt die Zugkräfte auf (Zustand II). Wird die rechnerische Zugfestigkeit des Stahls voll ausgenutzt, so ist dies mit einer Dehnung des Materials verbunden, die maximal 5% beträgt.“



Auszug aus Originalunterlagen des Gutachtens von Rehm [2]

Um die Standsicherheit der Konstruktion zu beurteilen hat der Gutachter eine theoretische Ermittlung der Stahlspannungen und Rissbreiten unter folgenden Bedingungen durchgeführt.

a) Berechnung der Randspannungen am statisch günstigen Vergleichssystem der Eingabestatik unter Volllast.

b) Ermittlung der Stahlspannungen aus den vorhandenen Rissbreiten.

c) Ermittlung der Stahlspannungen aus dem Lastfall Eigengewicht.

Die Berechnungen erfolgten mit einem EDV-Programm, welches den Rahmen als zweidimensionales Modell abbilden konnte. Die Effekte der dreidimensionalen Tragwirkung wurden durch den Ansatz von Ersatzfedern simuliert.

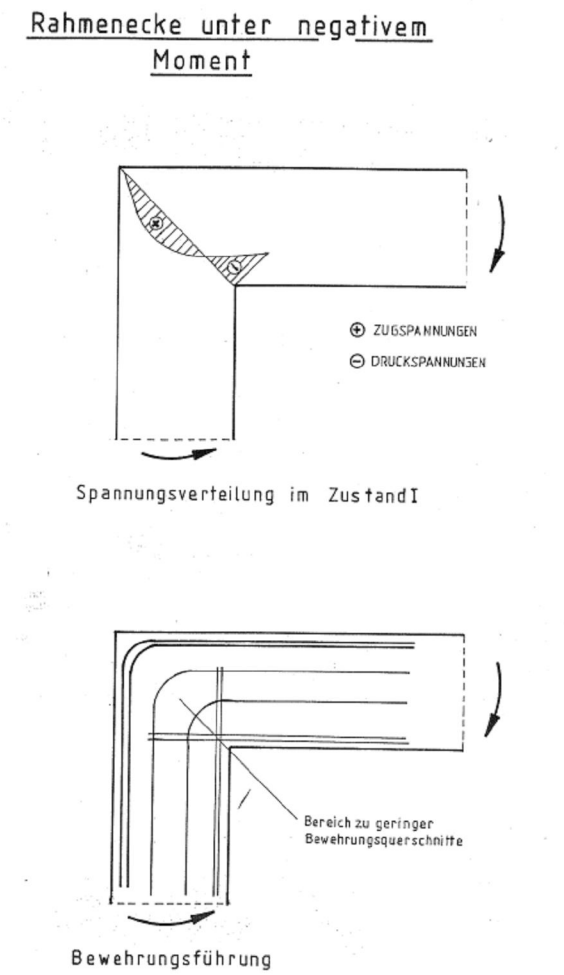
3.4 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Untersuchungen lassen sich wie folgt beschreiben:

Aus der Überprüfung der Randspannungen aus a) folgt, dass die Betonzugfestigkeit deutlich überschritten ist und zwar um Faktor 5,5. Der Querschnitt geht also auf der Zugseite in Zustand II über.
An Hand der Berechnung der Stahlspannung aus den vorhandenen Rissbreiten wird eine vorhandene Sicherheit von 1,6 ermittelt. Das erforderliche Sicherheitsniveau nach DIN 1045 (Juli 1988) betrug jedoch 1,75.
Rehm bewertete dies folgendermaßen:
„Insgesamt gesehen deuten die vorhandenen Rissbreiten auf eine gegenüber DIN 1045 (Juli 1988) höhere Beanspruchung hin. Ein „kritischer“ Zustand ist aber nicht gegeben, die vorhandene „Sicherheit“ der Stahlspannung liegt bei ca. 1,6 anstatt bei 1,75.“ [2]

Des Weiteren wird im Gutachten auf die nicht dem Verlauf der Zugspannungen entsprechende Bewehrungsführung hingewiesen:

„Die Rahmenecken erhalten unter den gegebenen Voraussetzungen negative Momente, d.h. Zug außen und Druck innen. Die Bemessung und die Bewehrungsführung für den Zustand II führen zu einer Konzentration der Bewehrung am äußeren Rand des Tragwerks, um den Hebelarm der inneren Kräfte zu maximieren. In Wirklichkeit sind die Zugspannungen im Betonquerschnitt nicht auf den Rand konzentriert und entstehende Risse können außerhalb der bewehrten Zone deshalb breiter werden, als in Höhe der Bewehrung. Die Breite von Diagonalrissen in Rahmenecken ist von der Bewehrungsführung besonders stark abhängig. Im vorliegenden Fall ist die die Bewehrungsführung „normal“, d.h. auf die tatsächliche Spannungsverteilung wurde nicht eigens geachtet. Deshalb wurde der beschriebene Diagonalriss auch besonders breit. Eine unzulässige Abminderung der Tragsicherheit ist damit nicht verbunden.“ [2]



3.5 Sanierungsempfehlungen

Das Gutachten empfiehlt die vorhandenen Risse mittels Kunstharzinjektionen zu verschließen und im Anschluss die betroffenen Flächen mit einem farbig angleichenden Acrylanstrich auf hydrophober Grundierung zu behandeln.
Aufgrund der Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen sieht er keine konstruktiven Maßnahmen zur Veränderung der Lastabtragung als erforderlich an.

3.6 Zusammenfassung

Für die Risse in den Rahmenecken werden die Lastspannungen, welche durch die stark unterschiedlichen Steifigkeiten im Gesamttragwerk (Stiele - Dachkonstruktion) entstehen, verantwortlich gemacht. Außerdem hätten die Eigenspannungen, die im jungen Betonalter des Tragwerks entstanden sind, einen negativen Einfluss gehabt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass Rehm keine unmittelbare Gefährdung der Standsicherheit feststellt, obwohl das Sicherheitsniveau beim Bewehrungsstahl von 1,75 auf 1,60 reduziert ist.

4. Generalsanierung 2004 – 2008

4.1 Allgemeines

Im Jahr 2003 begann die Planung einer Generalsanierung für das gesamte Kirchenbauwerk. Neben der Stahlbetonsanierung wurden auch das nicht tragende zweischalige Mauerwerk, das umlaufende Glaslichtband, die Dachhaut, sowie der komplette Innenraum renoviert und Instand gesetzt.

Auftraggeber der Maßnahme ist das Erzbischöfliche Ordinariat München, Abteilung 1, vertreten durch Herrn Architekt Kerle.

Gesamtleitung der Außen- und Innenrenovierung hat das Architekturbüro Kessner aus Waldkraiburg.

Das Büro Berk + Partner Bauingenieure erhielt den Auftrag statische Untersuchungen zur Standsicherheit durch zu führen und ein Konzept für die Stahlbetonsanierung zu erstellen und im Sinne einer Fachbauleitung die Ausführung zu überwachen.

Parallel zu den betontechnologischen Untersuchungen vor Ort, der Schadenskartierung und den weiteren systematischen Schritten der Stahlbetoninstandsetzung, auf die an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden soll, begannen wir uns mit dem Tragwerk zu beschäftigen.

4.2 Grundlagen der statischen Untersuchung

Zunächst stellte sich die Frage nach der Methodik der Untersuchung. Wir entschieden uns dafür mit den damals (Sommer 2004) gültigen Normen zu arbeiten.

Nach dem Studium der Urstatik und der Untersuchungen von Rehm kamen wir schnell zu dem Entschluss, dass eine echte dreidimensionale Untersuchung eventuell noch Reserven im Tragsystem aufspüren kann.

Da das Dach eine geringe Neigung aufweist und der umlaufende äußere Stahlbeton-Randriegel stark bewehrt wurde, hofften wir, dass sich eine Kuppeltragwirkung nachweisen lässt.

Die Geometrie der Christkönig Kirche wurde von den Bestandsplänen übernommen, dabei wurden die Hauptmasse vor Ort überprüft und gegebenenfalls angepasst.

Die Windlasten wurden gemäß DIN 1055 T4 (8/86) [5] und die Schneelasten gemäß DIN 1055 T5 (7/75) angesetzt, da dies zum Zeitpunkt unserer Berechnung die bauaufsichtlich eingeführten Normen waren.

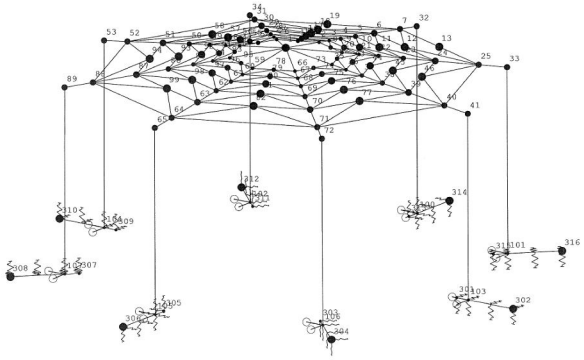
Die Eigengewichte der Stahlbetonkonstruktion werden programmintern bestimmt und automatisch angesetzt. Die Angaben zu den vorhandenen Bewehrungen stammen aus der Urstatik [2], auch hinsichtlich der verwendeten Stahlsorten.

Betondruckfestigkeiten wurden stichprobenartig mit einem Digi Schmidt 2000 Hammer überprüft, wobei die entsprechenden Korrekturfaktoren für die vorhandene Karbonatisierungstiefe berücksichtigt wurden.

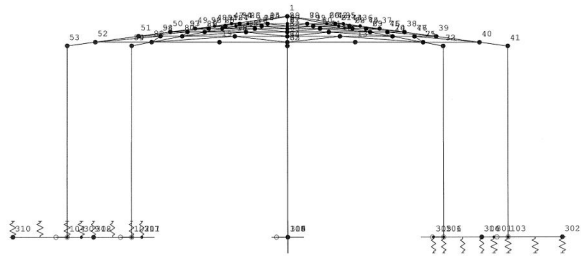
Als Berechnungsprogramm kam das räumliche Stabwerksprogramm RS1 (Version 02/2004) von Friedrich und Lochner zum Einsatz.

4.3 Dreidimensionales Tragsystem

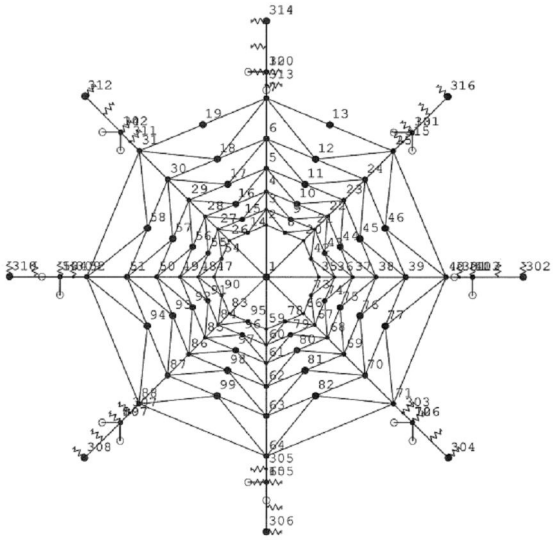
Die Modellbildung erfolgte anhand eines Gesamtmodells unter Einbeziehung der Fundamente als gebettete Balken, um eine realistische Fußeinspannung zu generieren.



Perspektive



Ansicht



Aufsicht

Das System besteht aus 123 Knoten, 250 Stäben und 21 verschiedenen Querschnitten.

4.4 Lasten, Lastfälle, Lastfallkombinationen

Lastfall 1 – Eigengewichte, ständige Last G_k

Lastfall 2 – Schnee, veränderliche Last $Q_{k,1}$

Lastfall 3 – Wind – veränderliche Last $Q_{k,2}$

Aufgrund des rotationssymetrischen Grundrisses der Kirche ist es ausreichend nur eine Windrichtung zu betrachten.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
LFK 1 (quasi-ständige Einwirkungskombination)
LFK 2 (häufige Kombination)

Grenzzustand der Tragfähigkeit
LFK 3 (ständige und eine veränderl. Beanspruchung)
LFK 4 (ständige und zwei veränderl. Beanspruchungen, eine davon vorherrschend)

4.5 Darstellung der Ergebnisse

4.5.1 Überprüfung der Gültigkeit des Systems

Kontrolle der Wirksamkeit des äußeren Zugbandrings (Urposition 103)
Maßgebende Überlagerung: LK3
Stab 17, 78, 186 – erf. A_s = 113,2 cm²
vorh. A_s = 72,3 cm² + 45,2 cm² = 117,5 cm²
Ausnutzungsgrad η = 113,2 / 117,5 = 0,96 < 1,0

Es kann sich also ein Zugbandring im äußeren Querträger einstellen.

Systemannahmen und Modellbildung sind verifiziert.

4.5.2 Fundamentpressungen

Die maximale Fundamentpressung wurde mit σ max = 294,1 kN/m² bestimmt. Die zulässige Pressung ist laut Bodengutachten mit σ zul = 360 kN/m² angegeben.
Bei voller Windlast und unter Eigengewicht ist die Fundamentsohle jederzeit überdrückt.

4.5.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Nach DIN 1045-1 (7/01), Abschnitt 11,3 und 11.3.1 [7] in Verbindung mit Heft 525 DAfStb, Abschnitt zu 11.3.1 [8]

Unter der Annahme das der Bauteildurchhang unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination auf l/500 begrenzt werden sollte gilt:

Maßgebender Lastfall LF1, Knoten 1 zu 32
$f_{z,1}$ = -2,668 cm und $f_{z,32}$ = -0,251 cm
Verformung Knoten 32 ist auf die Stauchung der Stiele und die Fundamentsetzung zurück zu führen.
Δf_z = |- 2,668 cm + 0,251 cm| = 2,417 cm
zul. f_z = 3731 cm / 250 = 14,9 cm
vorh. f_z = 2,417 cm < zul. f_z = 7,45 cm

4.5.4 Nachweis der Tragfähigkeit

Rahmenecke

Unter der Annahme eines weichen Zugbandringes (im äußeren Zugring ist nur der Stahl wirksam)

M_d = 7600 kNm, N_d = - 938 kN
Beton C30/37, Stahl IIIa, 420S
h = 2,25 m, d = 2,19 m, b = 0,60 m
erf. A_s = 98,1 cm²
vorh. A_s = 24 * 5,31 cm² = 127,44 cm² (24 ∅26)
Ausnutzungsgrad η = 98,1 / 127,44 = 0,77 < 1,0

Unter der Annahme eines steifen Zugbandringes (zugfeste Verbindung)

M_d = 7060 kNm, N_d = - 940,5 kN
Beton C30/37, Stahl IIIa, 420S
h = 2,25 m, d = 2,19 m, b = 0,60 m
erf. A_s = 89,4 cm²
vorh. A_s = 24 * 5,31 cm² = 127,44 cm² (24 ∅26)
Ausnutzungsgrad η = 89,4 / 127,44 = 0,70 < 1,0
Im Bereich der Bewehrungsabstufung
vorh. A_s = 20 * 5,31 cm² = 106,2 cm² (20 ∅26)
Ausnutzungsgrad η = 89,4 / 106,2 = 0,84 < 1,0

Ermittlung der Betondruckzonenhöhe

x = ξ * d = 0,232 * 2,19 m = 0,51m = 51 cm

Dieses rechnerisch ermittelte Ergebnis passt exakt mit den bereits im Gutachten von Rehm festgestellten Rissbildern überein.

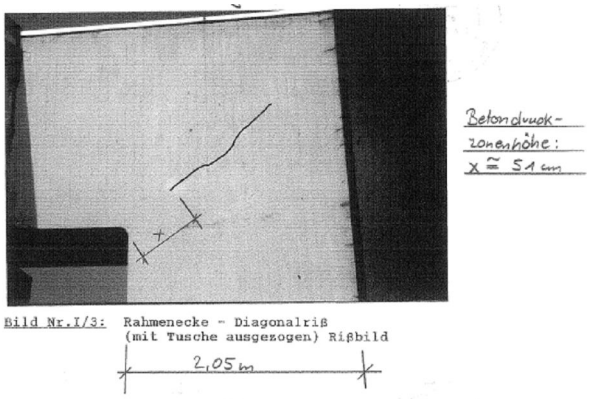


Bild Nr.I/3: Rahmenecke - Diagonalriß (mit Tusche ausgezogen) Rißbild

Rahmenstiele

Maßgebende Lastfallkombination 3 – Stab 201
Stab oben
erf. A_s = 71,3 cm²
vorh. A_s = 24 * 5,31 cm² = 127,44 cm² (24 ∅26)
Ausnutzungsgrad η = 71,3 / 127,44 = 0,56 < 1,0

Stab Mitte
erf. A_s = 5,3 cm²
vorh. A_s = 9 * 5,31 cm² = 47,8 cm² (9 ∅26)
Ausnutzungsgrad η = 5,3 / 47,8 = 0,11 < 1,0

Fundamenteinspannung
erf. A_s = 13,5 cm²
vorh. A_s = 16 * 5,31 cm² = 84,9 cm² (16 ∅26)
Ausnutzungsgrad η = 13,5 / 84,9 = 0,16 < 1,0

4.6 Kurzzusammenfassung der Ergebnisse

Die Pfarrkirche Christkönig in Waldkraiburg wurde mit Hilfe der neuen Normengeneration mit Teilsicherheitsbeiwerten auf Ihre Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit hin untersucht.
Durch Anwendung einer dreidimensional arbeitenden Rechnersoftware können Tragreserven des räumlich wirkenden Gesamttragsystems aktiviert werden.
Die bestehende Tragstruktur kann an den untersuchten Stellen mit der aktuellen Normengeneration, in statischer Sicht vollständig nachgewiesen werden.
Der maximale Ausnutzungsgrad in der Rahmenecke beträgt 0,84 und liegt deutlich unter 1,0.
Der maximale Ausnutzungsgrad im äußeren Zugbandring liegt bei 0,96 und somit knapp unter dem Zulässigen.
Die vorhandenen Risse bestätigen den untersuchten Kraftverlauf (Druckzonenhöhe).

5. Schlussbetrachtung zur Rissursache

Ursachenforschung hinsichtlich der Risse in den Rahmenecken bildete die Grundlage für unsere Stahlbetonsanierungsplanung, denn die charakteristischen Risse waren nach der Teilsanierung, welche im Jahr 1993/1994 stattfand, wieder aufgetreten.

Rissbild aufgenommen im Jahr 2004

Über die Sanierung damals liegen uns Unterlagen vor, unter anderem ein Untersuchungsbericht mit Instandsetzungsvorschlag der Firma KEIM [9]. Zu den Ursachen der Rissbildung wird dort wie folgt ausgeführt:

„Im Gutachten von Prof. Rehm/München vom 06.05.91 werden statische Gründe zur Rissbildung angegeben. Eine Gefährdung der Standsicherheit wird jedoch nicht befürchtet. Eine Aussage zu Rissbewegungen ist im Gutachten nicht enthalten. Eine Untersuchung von möglichen Rissbewegungen ist nicht erfolgt. Herr Rehm schätzt ein, dass Rissbewegungen nicht oder nur gering stattfinden, generell ausschließen kann er sie jedoch nicht. Für die Auswahl von Instandsetzungsmaterialien ist die Größenordnung von Rissbewegungen von entscheidender Bedeutung. Die nachfolgende Instandsetzungskonzeption geht davon aus, dass keine Rissbewegungen stattfinden.“

Der KEIM-Bericht empfiehlt, dass zur abdichtenden Rissverpressung leicht elastische Polyurethanharze zum Einsatz kommen sollen.

Zur Ausführung kam jedoch ein starres Epoxydharz, wie wir aus dem Angebot der ausführenden Firma entnehmen können.

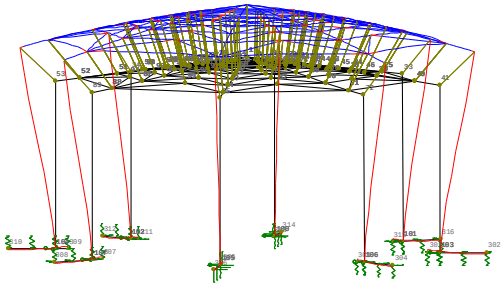
Aus unserer Sichtweise ist dagegen auf alle Fälle von einer Rissbewegung auszugehen. Mit Hilfe einfacher Gipsmarken konnten kleine Rissbewegungen bereits innerhalb weniger Wochen detektiert werden.

Ein ungedämmtes Bauteil im Freien, das statisch unbestimmt ist, wird sowohl im tageszeitlichen Verlauf, wie auch im jahreszeitlichen Verlauf von Temperaturschwankungen belastet.

Nach einigen Überlegungen zu den tageszeitlichen Schwankungen kamen wir zu der Überzeugung, dass es keinen Sinn macht, Temperaturgradienten zu einem festen Zeitpunkt für die einzelnen Bauteile in Abhängigkeit der Richtung und der Intensität der Sonneneinstrahlung, und der verschiedenen Lufttemperaturen zu definieren und weiter zu untersuchen.

Die jahreszeitlichen Schwankungen lassen sich bedeutend einfacher erfassen.

Als Temperaturunterschied ΔT setzten wir 50 Kelvin an und eine Spreizung von +/-25° Kelvin. Der Lastfall Erwärmung + 25° Kelvin wurde dabei nicht mit dem Lastfall Schnee überlagert.



Darstellung der Verformung bei Erwärmung

Als Ergebnis lässt sich festhalten, dass sich das Gesamttragwerk sehr gutmütig verhält.

Die Rissbewegungen lassen sich gut mit dem Verformungsverhalten bei Temperaturbeanspruchung erklären, wobei wir eine Quantifizierung an Hand des Lastmodells nicht für sinnvoll halten.

Die inneren Zwangsbeanspruchungen fallen erstaunlich gering aus. Signifikante Änderungen der inneren Spannungszustände treten vor allen Dingen an der Rahmenecke und bei der Fundamenteinspannung auf.

Die Erhöhung der Beanspruchungen und der erforderlichen Bewehrungsgehalte beträgt maximal 3 %.

Alle Nachweisstellen bieten auch unter Temperaturbeanspruchung ausreichende Tragsicherheit.

Der maximale Ausnutzungsfaktor für den Zugring beträgt
Stab 17, 78, 186 – erf. A_s = 116,1 cm²
vorh. A_s = 72,3 cm² + 45,2 cm² = 117,5 cm²
Ausnutzungsgrad η = 115,1 / 117,5 = 0,98 < 1,0

6. Literatur

[1] DIN 1045, Bauwerke aus Stahlbeton, Ausgabe Nov. 1959

[2] Gutachterliche Stellungnahme zur Standsicherheit der Pfarrkirche Christkönig in Waldkraiburg, Gutachten Nr. 128/05/91 vom 08.08.1990, Prof. Dr.-Ing. Gallus Rehm, München

[3] DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988

[4] DIN 1055-100, Einwirkung auf Tragwerke, Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, Ausgabe März 2001

[5] DIN 1055 Teil 4, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken, Ausgabe August 1986

[6] DIN 1055 Teil 5, Schnee- und Eislast, Ausgabe Juni 1975

[7] DIN 1045, Tragwerke aus Beton- und Stahlbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe Juli 2001

[8] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525, Erläuterungen zu DIN 1045-1, Ausgabe September 2003

[9] KEIM – Objektbericht Nr. 5634, Betondiagnose und Instandsetzungsvorschlag vom 05.05.1993