

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 68 (1950)  
**Heft:** 17

**Artikel:** Die Schalenkuppel in vorgespanntem Beton der Kirche Felix und Regula in Zürich  
**Autor:** Schubiger, E.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-58007>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 06.02.2025

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

# Die Schalenkuppel in vorgespanntem Beton der Kirche Felix und Regula in Zürich

Von Dipl. Ing. E. SCHUBIGER, Zürich und Solothurn

DK 624.074.2

Nach den Plänen von Architekt Fritz Metzger wird gegenwärtig an der Hardstrasse in Zürich eine katholische Kirche in Eisenbeton gebaut und zwar als Zentralraum, dessen Decke als vorgespannte Schale ausgeführt ist. Diese wird getragen von einem Kranz konzentrisch nach innen geneigter Stützen, welche dem Horizontalschub der Kuppel widerstreben und sich mit ihrem Fuss gegen den Sockel der Ringmauer anstemmen. Am Kopf teilen sich diese Streben in zwei ungleiche Arme gemäss Detail auf Bild 4. Der eine, gekrümmte Ausläufer bildet die Uebergangskurve zur Kuppel und trägt deren Eigengewicht samt Dachlast. Der ihm entgegengesetzte, zentrifugal auskragende Hebelarm reicht bis zur Aussenflucht der Kirche und trägt den im Grundriss gekrümmten Fenstersturz und die Trauffpette. Daran ist die Umfassungsmauer als Gegengewicht zur Gewölbekonstruktion aufgehängt. Das ringsum durchlaufende Fensterband deutet darauf hin, dass die Fassade keine Tragfunktion ausübt (vgl. Bild 5).

Im Grundriss (Bild 2) wird das querestellte Oval des Kirchenschiffes von einem längslaufenden Rechteck durchstossen, derart, dass der Chorraum und der ihm gegenüberliegende Sängerraum in der Verlängerung der kurzen Arme des Grundkreuzes liegen. Bei der Wahl des Tragsystems war zu beachten, dass der Bau in zwei Etappen durchgeführt wird. Die jetzige Notkirche (links auf Bild 4) steht nämlich am Platze des späteren Chores und darf erst abgerissen werden, wenn das neue Kirchenschiff provisorisch eröffnet ist. In

einem Guss erstellt, würde die Durchdringungsfläche der Längsstonne mit der Kuppel eine monolithische Schale bilden. So war man aber gezwungen, den Horizontalschub der Kuppel in Scheitelhöhe des fehlenden Chorgewölbes durch einen Zugring teilweise aufzuheben. Sein grösster Durchmesser beträgt  $D = 24$  m, die Stichhöhe der Kuppel  $f = 1,6$  m, so dass sich das enorm niedrige Verhältnis  $f : D = 1 : 15$  ergibt, das flachste jemals ausgeführte Gewölbe. Es folgt daraus auch eine sehr schwache Scheitelkrümmung von  $R = 50$  m. Bei einer Betonstärke von  $d = 8$  cm beträgt der Schlankheitsgrad  $d : R = 1 : 625$ , was der oberen Beulgrenze entspricht, ähnlich wie beim E. W. Frankfurt. Bei diesen extremen Verhältnissen dachte man daran, die Knickstabilität der Schale durch diagonal liegende Versteifungsrippen zu vermehren, was aber dank der günstigen Ergebnisse der Modellversuche unterbleiben konnte. Dadurch bleibt die Isotropie gewahrt.

Sowohl der Grundriss des Kirchenschiffes als auch des genannten Zugringes weisen die Form einer cassinischen Lemniskate auf (während bei der Ellipse die Summe der Brennpunktabstände konstant bleibt, ist es hier deren Produkt).

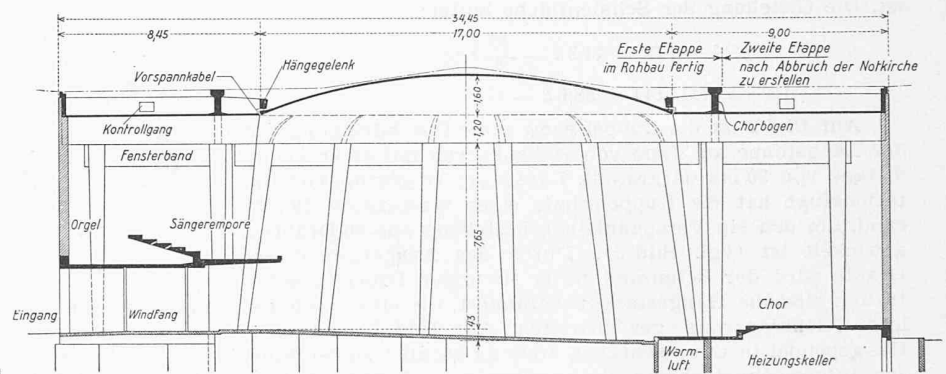


Bild 1. Längsschnitt 1:300 in der Kirchenaxe durch Chor und Empore

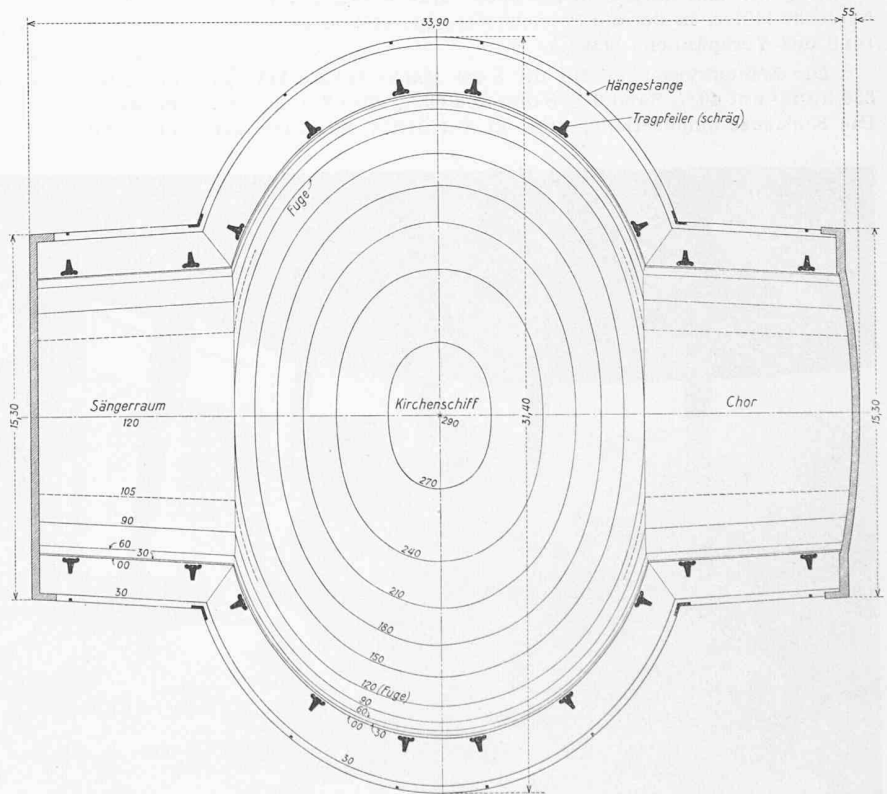
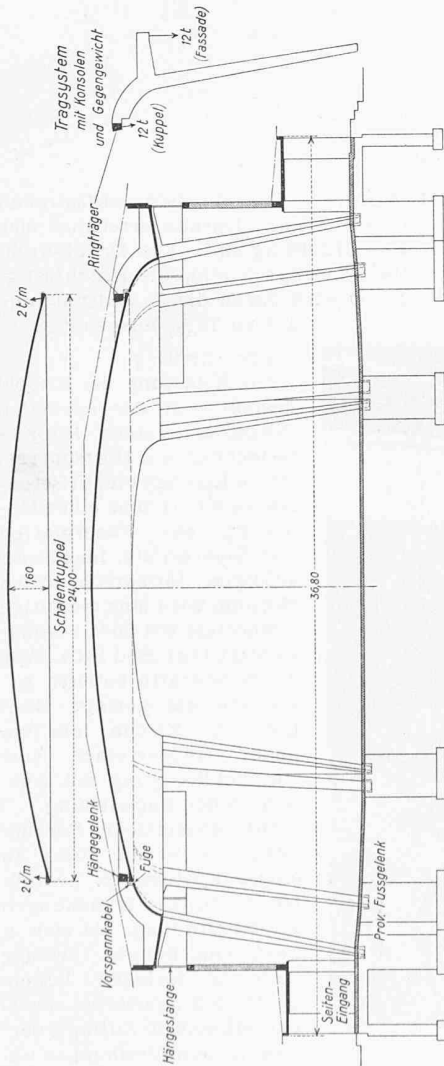


Bild 2. Horizontalschnitt 1:300 in Höhe des Fensterbandes. Untersicht der Kuppel mit Höhenkurven, Aequidistanz 30 cm

Bild 3 (links). Querschnitt 1:300 durch die Seiteneingänge. Die Stichhöhe der Schalenkuppel beträgt  $D/15$

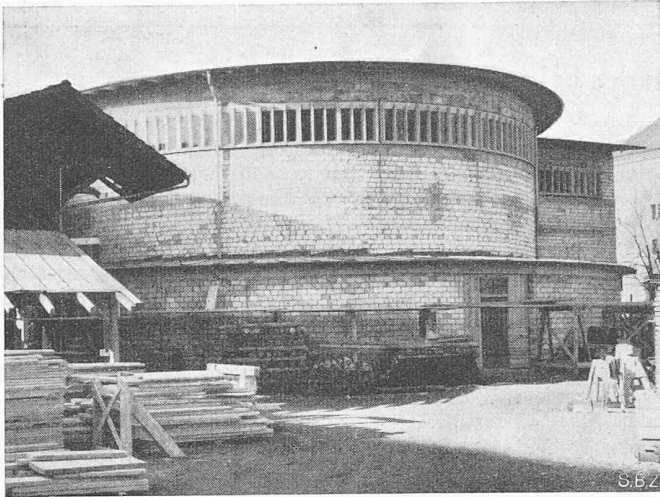


Bild 4. Aussenansicht mit Seiteneingang, rechts Sängerraum. Nach dem Abbruch des Notbaues links wird an dessen Stelle das Chor (2. Etappe) erstellt

Diese Kurve ist am Scheitel wesentlich stumpfer, was sowohl architektonisch als auch statisch für die Kuppel erwünscht ist. Die Gleichung der Schalenfläche lautet:

$$(x^2 + y^2)^2 = \left(72 - 44,3z - \frac{z^2}{2}\right) \times (x^2 - y^2 + 144 - 88,6z - z^2)$$

Auf Bild 2 ist die Kuppel samt ihrer Durchdringung mit der Längstonne an Hand von Höhenkurven mit einer Aequidistanz von 30 cm dargestellt. Längs der ringförmigen Dilatationsfuge hat die Kuppelschale einen verstärkten Betonrand, um den ein Vorspannkabel, bestehend aus 40 Drähten, gewickelt ist (vgl. Bild 6). Durch das Anspannen dieser Drähte wird der Betonrand unter ständigen Druck gesetzt. In ihm sind die Hängestangen verankert, die eine reibungslose Gelenklagerung gewährleisten. Auf Bild 7 sind diese Hängependel in ihrer schrägen Stellung parallel zu den Stützen aufgezeichnet, ebenso die Anordnung der Drähte in ihrer Stellung vor und nach dem Spannen. Man erkennt auch die konische Hülse, in der die Pendelstange hängt und sich während des Vorspannens bewegt.

Die Zementdosierung für die 8 cm starke Schale beträgt 300 kg/m<sup>3</sup> mit 40 % Sand 0 ÷ 8 mm und 60 % Kies 8 ÷ 20 mm. Die Kornzusammensetzung liegt in der Mitte zwischen der

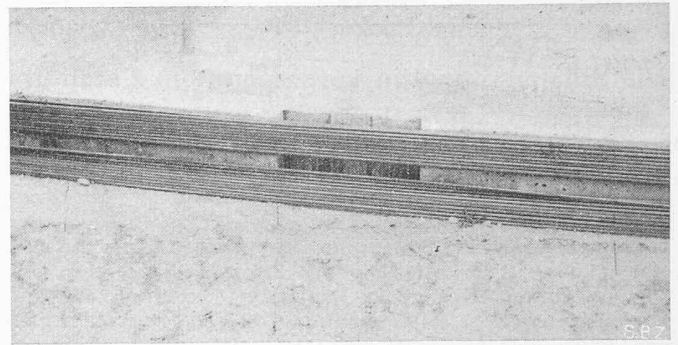


Bild 6. Vorspannkabel der Schalenkuppel aus 40 Drähten für 90 t Zugkraft. Drahtlieferant: Vogt & Co., Reinach (Aargau). Vorspannung: Stahlton A.-G., Zürich

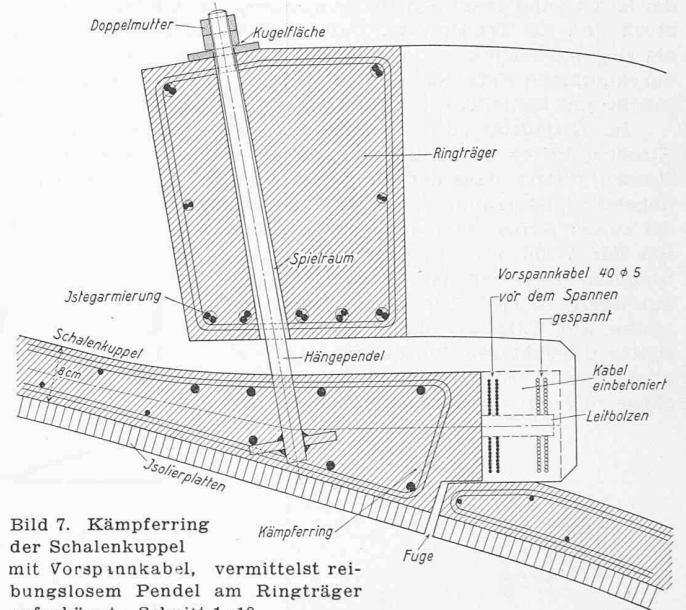


Bild 7. Kämpferring der Schalenkuppel mit Vorspannkabel, vermittelt reibungslosem Pendel am Ringträger aufgehängt. Schnitt 1:10

Fuller- und der EMPA-Kurve. Die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen beträgt 384 kg/cm<sup>2</sup>. Daraus errechnet sich ein Elastizitätsmodul  $E = 372\,000 \text{ kg/cm}^2$ . Der Drahtdurchmesser des Vorspannkabels beträgt 5 mm, die Bruchfestigkeit 160 kg pro mm<sup>2</sup>. Diese wird durch die Initialspannung bis zu 72 % ausgenützt.

**Berechnung**

Die Belastung der Kuppel besteht aus der normalen Schneelast, einer Kupferbedachung auf Holzsparrnen, ihrem Eigengewicht (Betonstärke 8 cm) und einer Isolierung aus Faserplatten mit Gipsverputz, insgesamt 400 kg/m<sup>2</sup>. Entsprechend den Normen wird eine einseitige Schneelast mit 50 % berücksichtigt (vgl. Bild 13b). Was die Windkräfte betrifft, gestattete die geringe Bauhöhe der Kirche inmitten hoher Häuserreihen eine Vernachlässigung mit Ausnahme der Sogwirkung.

Die analytische Berechnung der Schale führt zu einem System von partiellen Differentialgleichungen vierter Ordnung, die sich in zwei Gleichungen zweiter Ordnung zerlegen lassen. Trotz den gewählten denkbar einfachen Auflagerverhältnissen mit reibungslosen

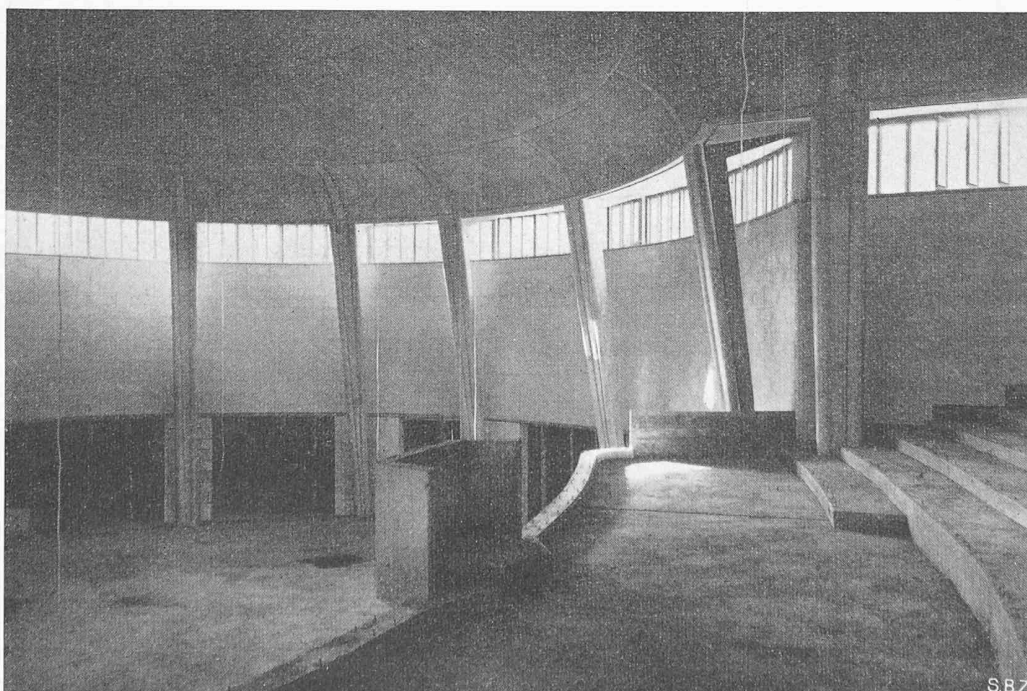


Bild 5. Innenansicht von der Sängerempore aus gegen die Seitenkapellen

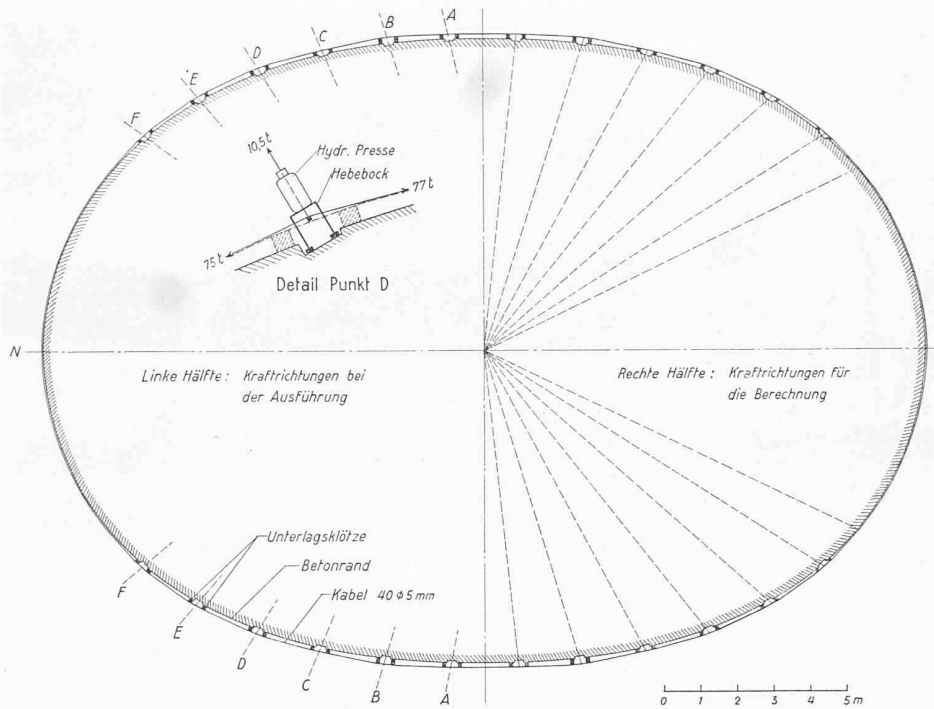


Bild 8. Zugring der Kuppel 1 : 200 und Einzelheit der Vorspannvorrichtung

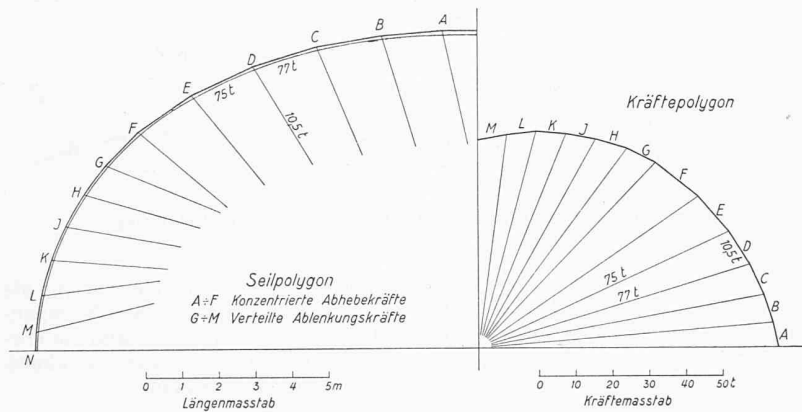


Bild 9. Seilpolygon des Zugringes; Abnahme der Ringkraft gegen das Ende der grossen Axe

Pendelgelenken führen die Randbedingungen bei der Bestimmung der Konstanten zu wesentlichen Komplikationen. Auf eine genaue Berechnung für diese Schale (weder Rotations- noch Regelfläche) hat man a priori verzichtet. Auch wenn die Lösung möglich wäre, hätte der Aufwand die Mittel und den gestellten Termin überschritten. Man half sich mit mehreren Näherungsberechnungen von solchen affinen Ersatzflächen, für welche die Integration mit bekannten und einfachen Methoden durchführbar ist. Durch Umfassung des Problems innerhalb solcher Grenzfälle konnte die Ringkraft an vier Punkten des Umfanges bestimmt werden. Von hier ausgehend ergaben Kräfte- und Seilpolygon die theoretische Zu- und Abnahme der Zugkraft längs dem Umfang. Im Modellversuch konnte die Zentrierung gemäss Bild 8, rechte Hälfte, eingehalten werden; bei der Ausführung galt die linke Hälfte, oder Bild 9. Gegen den Scheitel der Lemniskate hin geht das Polygon in eine stetige Kurve über, deren Verlauf von der Reibung zwischen Beton und Kabel abhängt. Man machte sich die im Brückenbau so gefürchteten Reibungsverluste hier zu Nutzen, um trotz abnehmendem Krümmungsradius ziemlich konstante Radialkräfte zu erzielen. Dabei half, wie oben gesagt, die Stumpfheit der cassinischen Lemniskate gegenüber der spitzigeren Ellipse. Wie aus Bild 12 hervorgeht, ist nämlich ein Ausbeulen am Ende der grossen Axe zu befürchten. Ein weiteres Mittel zur Verhinderung der Kräftekonzentration ist die Schrägstellung der hydraulischen Hebeböcke, mit denen das Kabel vom Betonrand abgelöst wird. Dies ist auf Bild 8 dargestellt und man sieht, wie mit geringen Mitteln gewaltige Ringkräfte erzeugt werden können.

nen. Der Hauptvorteil der künstlichen Vorspannung des Zugringes im Schalenbau besteht in der Beseitigung der sogenannten Bruchfuge und in der Beschränkung der durch Biegemomente gestörten Randzone auf einem schmalen Streifen. Die sonst übliche stärkere Krümmung am Auflager kann auf ein Minimum beschränkt werden. Die Unstetigkeit an der Auflagerfuge fällt weg und der Membranzustand bleibt weitgehend gewahrt.

Modellversuche

Zur Kontrolle der beschriebenen Berechnungsmethode erwiesen sich Modellversuche als sehr geeignet, wirtschaftlich tragbar, und notwendig zur Abklärung der Knickstabilität des abnormal flachen und kaum gekrümmten Gewölbes. An der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Madrid (Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos) wurden umfassende Messungen an drei Modellen vorgenommen. Insbesondere wurde der Einfluss der Vorspannung des Kupfering auf die Knickstabilität und Bruchsicherheit untersucht.

Schon bei der Projektierung der gekrümmten Kirchendecke wirkte der Direktor des Laboratoriums, Prof. E. Torroja, als Berater mit. Dank seiner Erfahrung mit dünnen Schalen und auf Grund der Ergebnisse obiger analytischer Berechnungen konnte die Form der Modelle sehr günstig gewählt werden, und es waren nur ganz geringe Korrekturen bei der Ausführung in natürlicher Grösse erforderlich. Der Modellmassstab wurde zu 1 : 10 gewählt. Als Material wurde «Eisenbeton» aus Zementmörtel mit Spezialbeimischung und Armierungen aus Klaviersaiten verwendet, alles genau massstäblich (vgl. Bild 10). Besonders die Einhaltung der Schalendicke von 8 mm in absoluter Konstanz auf die grosse Fläche erforderte handwerkliche Routine und Tradition in diesem Fach, wie sie in Spanien zu finden sind. Die Würfeldruckfestigkeit des verwendeten Zementmörtels nach 28 Tagen betrug 211 kg/cm<sup>2</sup> und der Elastizitätsmodul 300 000 kg pro cm<sup>2</sup>, also sehr ähnliche Werte wie am Bau. Der Zugring in Form eines 8 mm starken Drahtes lag polygonal ausserhalb des Schalenrandes und war mit ihm durch konzentrisch gerichtete Mikrometerschrauben verbunden. Diese gestatteten eine genaue Regulierung der Vorspannung.

Die Last bestand aus unzähligen Blechrohren mit dicken

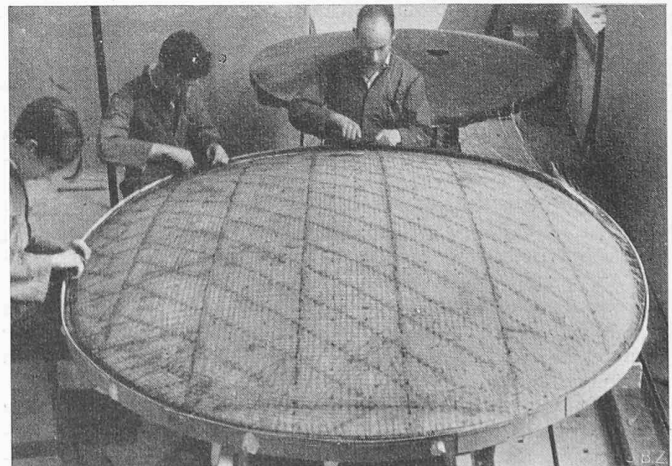


Bild 10. Herstellung des Modelles 1 : 10, Flechten der Armierung aus Klaviersaiten. In den Diagonalen sind die Distanznadeln für das Betonieren in konstanter Dicke von 8 mm angeordnet

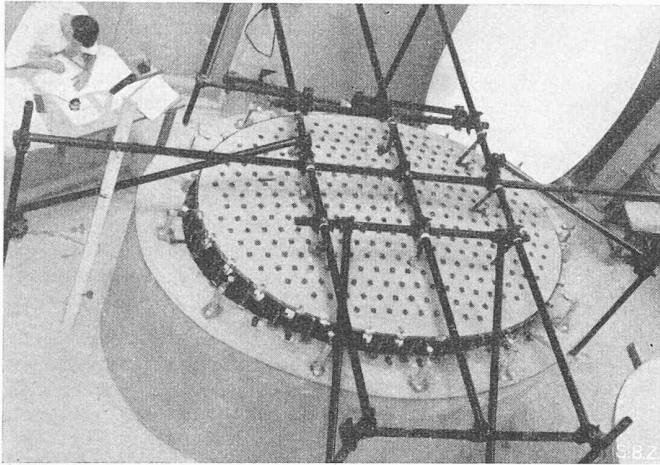


Bild 11. Pendellagerung der Schale auf dem gemauerten Bassinrand. Aufhängepunkte der Lasten gleichmässig über die Schale verteilt. Stahlrohrgerüst für die Verformungsmesser. Uhren für radiale Verschiebungen und Zugringdehnungen, sowie Klinometer längs dem Rand

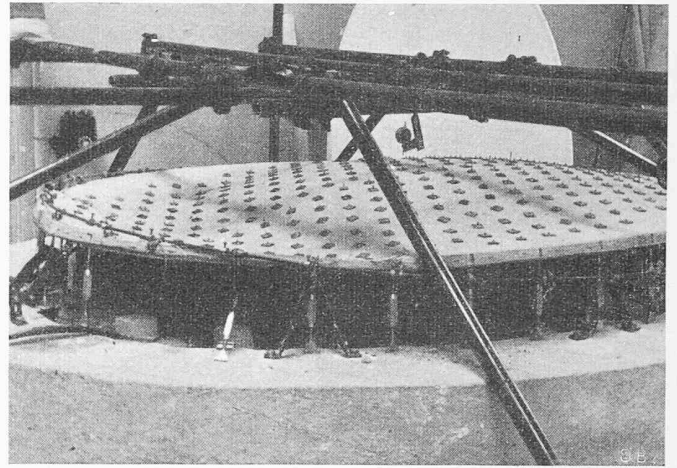


Bild 12. Modellversuch. Erreichen der Bruchlast infolge Ausbeulens der Schale am Ende der grossen Axe. Das Zugband und die Mikrometerschrauben springen in diesem Momente ab

Belastung:

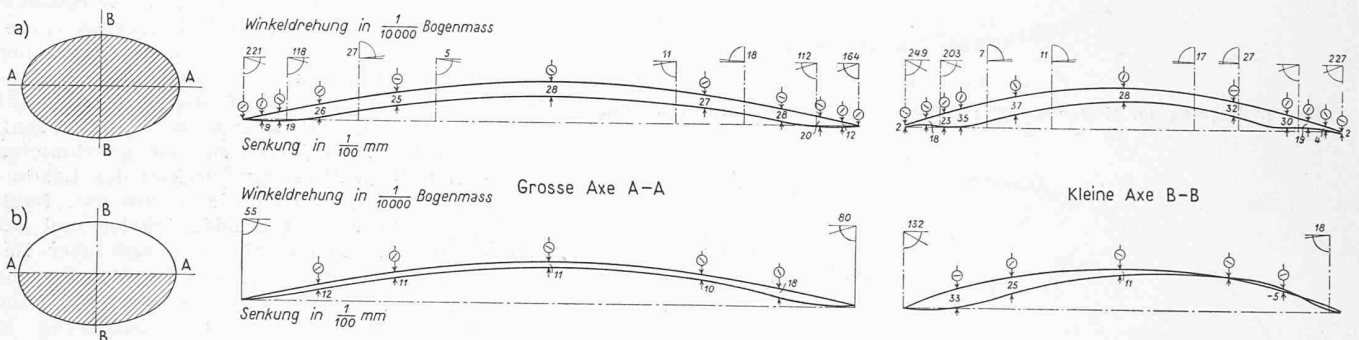


Bild 13. Diagramme der Modellverformung in der grossen und der kleinen Axe bei 100 kg/m<sup>2</sup> gleichmässig verteilter Belastung: a) für symmetrische, b) für unsymmetrische Last

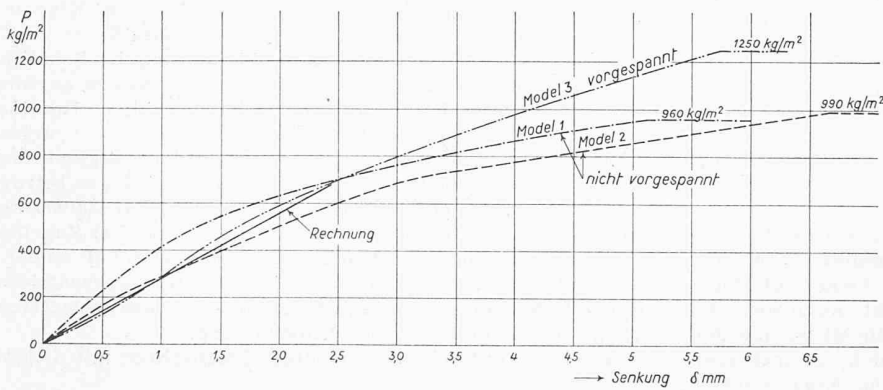


Bild 14. Belastungs-Durchbiegекurve der drei Modellversuche im Vergleich mit der Berechnung

Bleibböden. Auf Bild 11 sind deren Aufhängepunkte an den regelmässig verteilten schwarzen Unterlagscheiben erkennbar. Der massiv gemauerte runde Unterbau bildet einen Wasserbehälter mit Zu- und Abflussrohr. In gefülltem Zustande bringt er die Lasten zum Schwimmen unter völliger Entlastung des Kuppelmodelles; entleert entzieht er den Gewichten jeglichen Auftrieb. Durch Heben und Senken des Wasserspiegels wechselt die Belastung sanft und gleichmässig, was sehr bequem ist und beliebig oft wiederholt werden kann. Aus den graphischen Auftragungen der Messergebnisse sind in den Bildern 13a und 13b die Kuppelverformungen unter symmetrischer und unsymmetrischer Last dargestellt ohne Vorspannung. Die deutliche Gegenkrümmung am Auflager weist auf den störenden Einfluss von Biegemomenten längs dem Kuppelrand hin. In Bild 14 sind die Last-Verformungs-Diagramme aller drei Modelle dargestellt samt deren Bruchlasten. Es geht daraus hervor, wie im Modell 3 die Vorspannung (bis zur Nähe der Streckgrenze) im Zugring einen regelmässigeren und gestreckteren Verlauf der Verformung und

eine höhere Bruchlast mit sich bringt als bei den Modellen 1 und 2 ohne Vorspannung. Im gleichen Graphikon sind die vorausberechneten Verformungen im elastischen Bereiche eingetragen.

**Ausführung und Messungen**

Bild 15 zeigt das Stahlrohrgerüst mit den Lehren zum Betonieren der Kuppel. In Abständen von 2,5 m stehen die eisernen Ständer auf dem Zementboden der Kirche. Jeder trägt zu oberst eine Spindel zur genauen Regulierung der Höhe und Einhaltung der analytisch berechneten Kuppelordinate auf 1/2 mm Genauigkeit. Absenkvorrichtungen sind bei vorgespannten Konstruktionen überflüssig; das Ausschalen geht automatisch durch Abheben des Betons vor sich. Auf den Spindeln liegen in der Längsrichtung hölzerne Lehrbögen in 2,5 m Abstand und darüber das stärker gekrümmte Quergebälk in Abständen von 0,7 bis 0,9 m im umgekehrten Verhältnis des Krümmungsradius. Segmentförmig geschnittene Bretter sind in drei Schichten mit versetzten Stössen vernagelt, so dass statisch mindestens zwei Bretter zur Wirkung kommen. Die Schalbretter, Bild 17, sind mit konischen breiten Fugen aufgebracht, an den Stirnseiten jedoch stumpf und fugenlos gestossen, so dass eine gewisse Gewölbewirkung entsteht. Darauf sind Isolierplatten aus Wollfasern und Zement verlegt mit vorstehenden Verankerungsdrähten. Trotzdem die Kuppel keine Zugspannungen erhält und theoretisch keine Armierung benötigt, ist ein leichtes Netz zur Sicherung gegen Schläge und Einzellasten eingelegt (vgl. Bild 16). Der Beton wurde an einem einzigen Tage in konzentrischen Ringen eingebracht und mit Hilfe von Distanzplatten abgezogen, so dass die Stärke von 8 cm konstant eingehalten ist.

Schon nach drei Tagen begann das Aufwickeln der Ringkabel. Von einer Trommel im Zentrum der Kuppel wurde

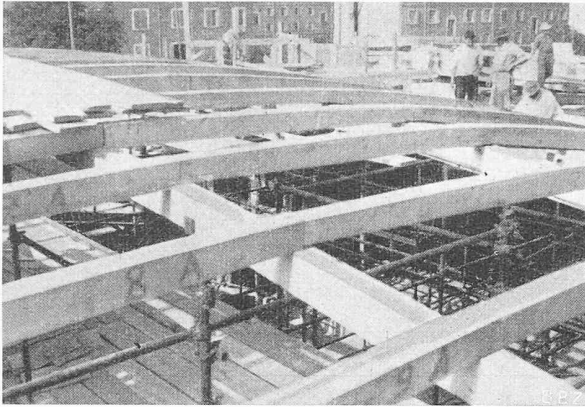


Bild 15. Genagelte Lehrbögen der Kuppelschalung, in der Höhe regulierbar durch Spindeln am Kopf des Gerüsts

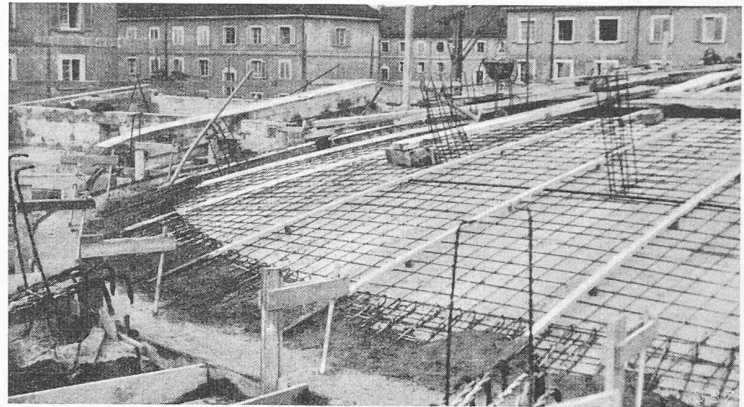


Bild 16. Kuppelarmierung und Anschlussseisen der Pfettenauflager. Beginn des Betonierens in konzentrischen Ringen. An den Galgen sind die schrägen Hängependel der Kuppelauflagerung festgehalten

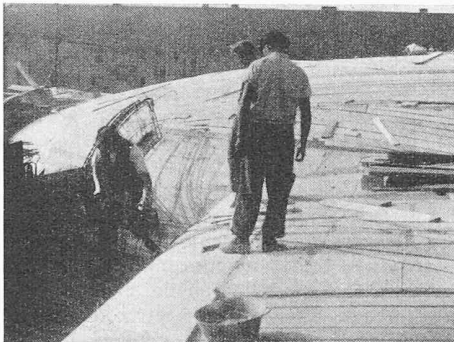


Bild 17. Aufbringen der Kuppelschalung durch natürlich gebogene Schalbretter

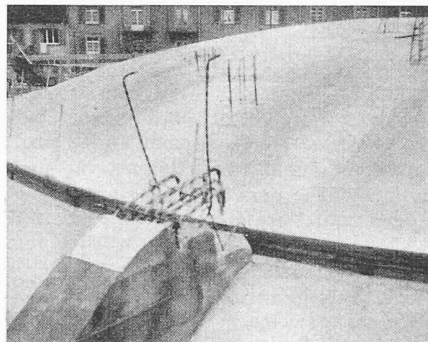


Bild 18. Kuppel frisch betoniert. Hängependel frei herausstehend, ebenso die Anschlussseisen für Dach und Ringträger. Kabel am Rande aufgelegt und schwach angespannt

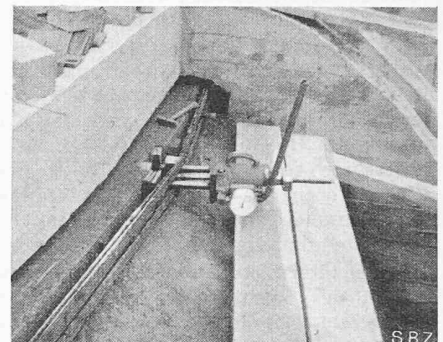
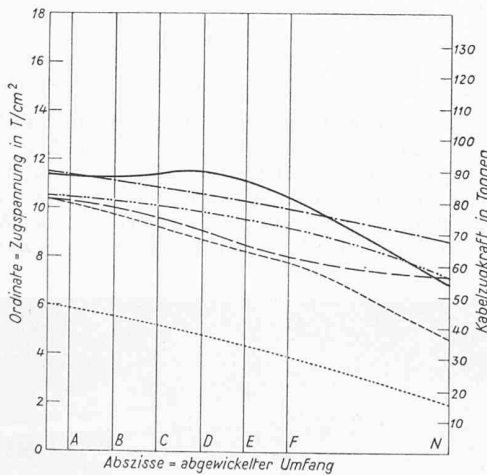


Bild 19. Anspannen des Ringkabels mit hydraulischer Presse. Am Manometer werden die Radialkräfte abgelesen und am Draht die Spannungen gemessen

Rolle um Rolle abgehaspelt, so dass der Draht vierzigmal herumgeht. Die zugfeste Verbindung der Stösse hat man mit

einem transportablen Apparat, einer speziellen Konstruktion des Drahtlieferanten, hergestellt. Eine erste reduzierte Vorspannung gemäss der punktierten Linie auf Bild 20 wurde sofort nach der Verlaschung des Kabels vollzogen, so dass der schwach armierte Kuppelbeton keine Schwindrisse oder Schäden durch Erschütterungen des Gerüsts erlitt (Bild 18). Im Verlaufe von 28 Tagen wurde mit den gleichen hydraulischen Pressen in zwei weiteren Etappen die volle Kraft erzeugt; jede der drei Runden bedingte 24 Ansätze des Hebebockes, total 72. Die Reihenfolge der Ansätze war sternförmig jeweils an gegenüberliegenden Punkten des Umfanges gewählt. Während der zweiten Runde hob sich die Kuppel vom Gerüst ab, was durch Eintreten von Schwingungen deutlich wahrnehmbar war. Aus der nachfolgenden Zusammenstellung geht hervor, dass die vorausberechnete Scheitelhebung nicht sofort, sondern erst im Verlaufe von Wochen und unter Nachhilfe kräftiger Erschütterungen eintrat, was durch innere Widerstände und Reibung in der Ringfuge erklärbar ist.

a) Diagramm der Spannungsabnahme längs dem Umfang



b) Grundriss des Quadranten

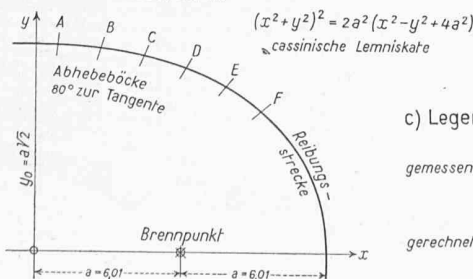


Bild 20. Dehnungsmessungen am Vorspannkabel. Abnahme der Kraft entlang dem Umfang, Vergleich mit der Berechnung

	Scheitelhebung	Kritische Knicklast
Berechnet mit $E = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$	7,9 mm	1350 kg/m <sup>2</sup>
Berechnet mit $E = 372\,000 \text{ kg/cm}^2$	6,3 mm	—
Modellmessung	6,1 mm	1260 kg/m <sup>2</sup>
Messung am Bau (25. 11. 1949)	3,5 mm	—
Messung am Bau (14. 12. 1949)	5,8 mm	—

c) Legende

- gemessen {
  - ..... Erste Runde der Vorspannoperation
  - Zweite " " "
  - Dritte " " "
- gerechnet {
  - Verlust u. Ausgleich durch Schwinden u. Kriechen
  - Theoretischer Verlauf nach analytischer Rechnung
  - Ausführungsvorschrift für den Unternehmer

Während des Vorspannens und nach jeder Etappe wurden längs dem ganzen Umfang des Zugringes Dehnungsmessungen mit Deformeter vorgenommen. Gleichzeitig las man die Zeigerstellungen des Manometers (Bild 19) ab und erhielt dadurch eine doppelte Kontrolle. In Bild 20 sind diese Ergebnisse aufgetragen und mit den gerechneten Werten verglichen. Abweichungen zeigen sich besonders in der dritten Etappe, in der die Reibungs-

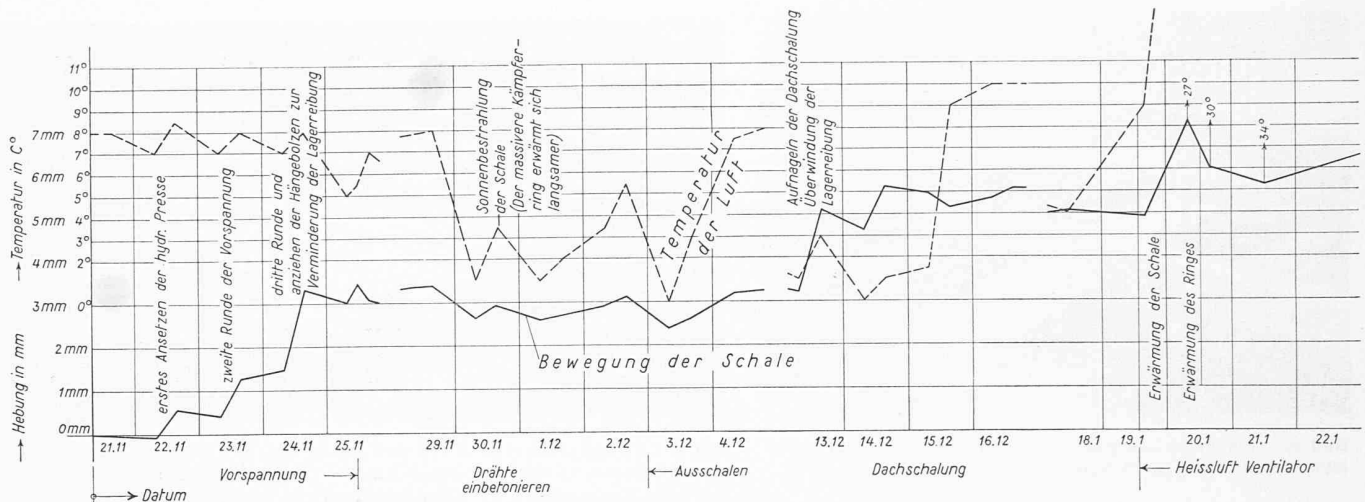


Bild 21. Scheitelsenkung bzw. Hebung während dem Vorspannen und während einer längeren Beobachtungsperiode beim Aufbringen der Dachlast und bei deutlichen Temperaturschwankungen

kräfte etwas grösser wurden und das Vorspannprogramm nicht mehr voll eingehalten werden konnte. Die Verschiebung der Kabel auf dem Betonrand der Kuppel war tangential auf  $\frac{1}{2}$  mm Genauigkeit mittels Masstäben messbar, ebenso die radiale Abhebung an den Ecken des Polygons. Die Form des letzteren am Schlusse der Vorspannung wurde genau aufgenommen zur Berechnung des Umfanges und Vergleichung mit der ursprünglichen Länge.

Die interessantesten Ergebnisse liefern die Dauermessungen der Vertikalbewegungen von je drei Punkten pro Kuppelfeld. Für den Scheitelpunkt sind sie auszugsweise in Bild 21 wiedergegeben. Nach Vollendung der Vorspannung und unter konstanter Last folgen sie deutlich den Tagestemperaturen. Ein sonniger Tag z. B. bewirkt eine Hebung von 2 mm, indem die kurz dauernde Bestrahlung nur die dünne Schale zu erwärmen vermag, nicht aber den massiveren Zugring. Zum rascheren Trocknen des Gipsverputzes wurden später Oefen eingesetzt mit Tag- und Nachtbetrieb. Die anfängliche Hebung von 2 mm war nach einem vollen Tag wieder rückgängig gemacht, sobald auch der Ring die ganze Erwärmung der Schale erlitt. Ausser der bereits genannten Hebung während den Erschütterungen des Nagelns

war eine stetige Tendenz zum Steigen festzustellen. Schnee lag den ganzen Winter hindurch keiner auf dem Dach und somit betrug die Druckspannung im Ring ständig über 40 kg pro  $\text{cm}^2$ . Das daraus entstehende Kriechen des Betons, verbunden mit dem Schwinden, hat eine Verkürzung des Umfanges zur Folge und somit eine Hebung des Scheitels.

Alle Messungen am Bau und deren Auswertung im Bureau wurden mit eigenem Personal des Projektverfassers und der Vorspannfirma Stahlton A.-G., Zürich, durchgeführt. Deren Kosten, sowie diejenigen für Modellversuche bleiben weit hinter der Einsparung zurück, die dank der wirtschaftlichen Schalenkonstruktion erzielt wird. Gegenüber einer Lösung mit sternförmig als Betonüberzüge über einer Massivdecke angeordneten Rahmenbindern vermindern sich die Betonkubaturen und Schalungsflächen auf rd. 50 %, während an Eisen noch mehr eingespart wird, zusammen rd. 20 000 Fr.

Als Hauptunternehmer der Betonarbeiten ist die Firma Moor & Weber (Zürich) am Bau tätig. Nach Fertigstellung des Rohbaues der ersten Etappe darf heute auf die vorbildliche Arbeit hingewiesen werden. Im Ingenieurbureau Schubiger ist besonders die Leistung von Ing. G. Steinmann anzuerkennen.

## Die «Unité d'habitation» in Marseille

An der Ausstellung «Habitation et Urbanisme» im Juli 1947 in Paris erregte das damals gezeigte Projekt für eine «Unité d'habitation», die vom Architekten Le Corbusier im Jahre 1945 entworfen worden war, unter den Fachleuten berechtigtes Aufsehen. Dieser Baublock, der gegenwärtig in Marseille am Boulevard Michelet gebaut wird, soll 18 Geschosse zählen. Er weist eine Länge von 137,18 m, eine Breite von 24,41 m und eine Höhe von 51 m auf. Seine Längsaxe ist Nord-Süd gerichtet. Das Gebäude ruht auf einer doppelten Säulenreihe von 7 m Höhe, es besitzt weder ein Erdgeschoss noch Kellerräume. Diese Anordnung führt nach der Ansicht Le Corbusiers dazu, dass das Gebäude weniger schwer wirkt; der Fussgänger könne die umliegende Landschaft und die Bäume im angrenzenden Park geniessen. Ausserdem werde es möglich, wenn dereinst die Stadt aus lauter solchen Gebäuden bestünde, bei der Projektierung und Anlage der Strassen und Fussgängersteige weit grosszügiger zu Werke zu gehen als es bisher der Fall war, weil man sogar Strassenzüge mit ihren Verkehrsmitteln unter den Gebäuden und zwischen den Pfeilern hindurch vorsehen könne.

Diese «Unité d'habitation» wird etwa 1600 Bewohnern Platz bieten. Ausser den Wohnungen sind im Innern des Gebäudes kleine Läden, Kindergärten, Klublokale u. a. m. vorgesehen. Auf dem Dach sind Sportanlagen, Ruheplätze und Aehnliches gedacht. Das Haus bildet somit eine Stadt für sich, der selbst die Hotelzimmer und ein Restaurant nicht fehlen sollen.

Eine Eigentümlichkeit des Bauwerkes besteht darin, dass die Wohnungen schmal sind und quer durch das Gebäude reichen (mit den Balkonen werden sie somit eine Länge von

24,41 m aufweisen, während ihre Breite 3,66 m i. L. betragen wird). Sie nehmen anderthalb Geschosse in Anspruch und gleichen in ihrer Form den schmalen Häusern, die uns überall in den mittelalterlichen Altstädten begegnen. Die Geschosshöhe beträgt nur 2,26 m i. L.; der vordere Teil der Wohnung, worin das Wohnzimmer liegt, reicht jedoch durch zwei Stock-

DK 728.224(44)

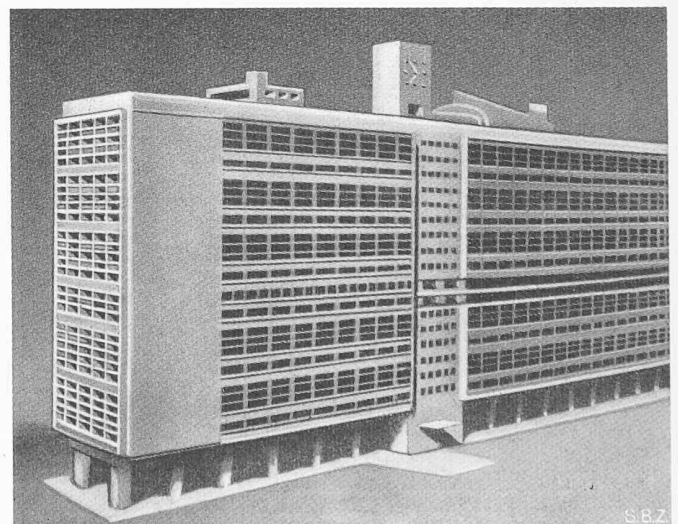


Bild 1. Modellansicht