Vorgespannte Schalenkonstruktion als Hallenüberdeckung in Bologna

Autor(en): **Hofacker, H.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85 (1967)**

Heft 17

PDF erstellt am: **15.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-69438

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Bild 2. Fertigerstellte Halle

Vorgespannte Schalenkonstruktion als Hallenüberdeckung in Bologna

DK 624.074.4:624.012.47

Von **H. Hofacker**, dipl. Ing., Zürich

1. Einleitung

Im Zuge der Erweiterung und Verlegung der Firma A. Gandolfi SpA., OM- und Simca-Vertretung, Bologna, wurde der Hauptsitz der Firma aus dem Zentrum der Stadt nach dem an der Hauptstrasse Bologna–Rimini gelegenen Vorort S. Lazzaro di Savena verlegt. Auf dem zur Verfügung stehenden Grundstück von rund 150×150 m waren eine Halle für Montage, Vorführung und Reparatur, eine Servicestation (Wasch- und Schmieranlage) sowie ein vierstöckiges Bürogebäude mit Personalkantine zu erstellen (Bild 1).

Während das Bürogebäude und die Servicestation keine baulichen und statischen Besonderheiten aufwies, ist im folgenden die Reparaturhalle, welche durch eine vorgespannte Schalenkonstruktion einer Stützweite von 60 m überdeckt wird, näher beschrieben (Bild 2).

2. Reparaturhalle

2.1 Allgemeines

Dieser grösste und gleichzeitig baulich anspruchsvollste Gebäudekomplex der Gesamtanlage überdeckt eine Grundrissfläche von 60×70 m und weist eine lichte Höhe bis UK Dachkonstruktion von 6,80 m auf.

Das Hauptproblem in der Konstruktion der Halle lag in der stützenfreien Überspannung der gesamten Grundrissfläche, was von der Bauherrschaft als Bedingung gestellt wurde. Seitens des Architekten war eine Dachkonstruktion mit einer horizontalen Untersicht aus Sichtbeton erwünscht, wobei die Belichtungsverhältnisse am Boden möglichst gleichmässig sein sollten.

2.2 Konstruktion (Bilder 3 und 4)

Die genannten Forderungen führten zu einer Lösung mit fünf trägerartigen Schalenkonstruktionen aus Spannbeton, die 60 m frei gespannt sind, eine Totalbreite von je 9,74 m einnehmen und in einem Axabstand von 14,0 m angeordnet sind. Der verbleibende Zwischenraum von 4,26 m zwischen den Schalenkonstruktionen wird durch eine untergehängte leichte Hohlkörperdecke von 12 cm Stärke ausgefüllt, welche mit Hängestangen an den Schalenrand aufgehängt ist. Diese Hängestangen bilden gleichzeitig die Fenstersprossen für die Verglasung (Bild 5).

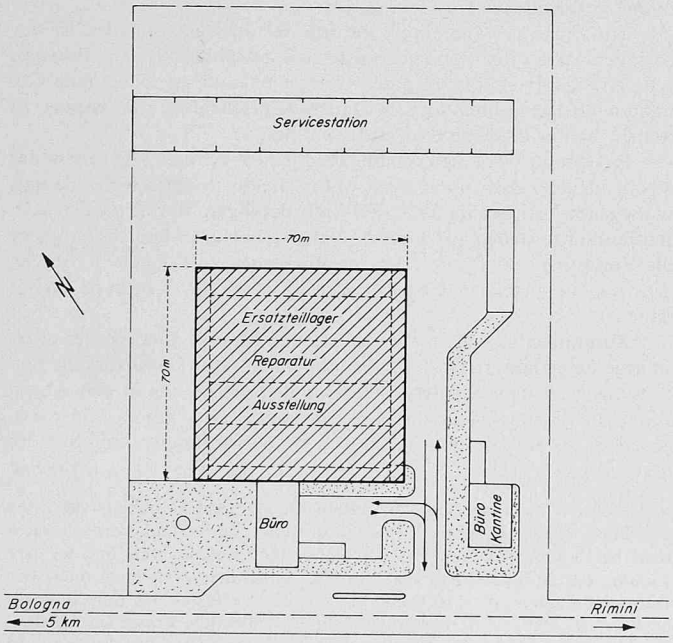
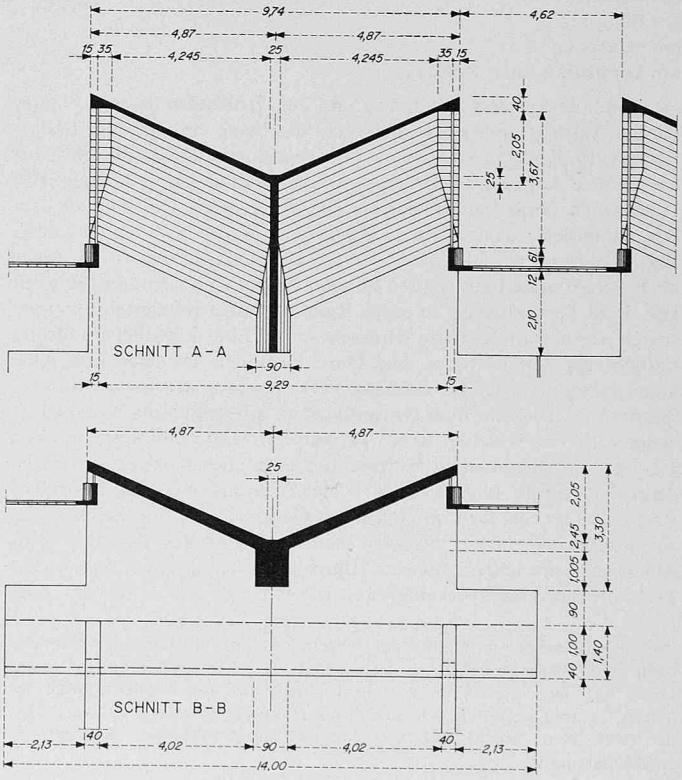


Bild 1. Situation 1:2500



Rechts:

Bild 4. Querschnitte 1:200 im Feld (oben) und beim Auflager (unten)

Im Querschnitt stellt jede Schale ein breites Ypsilon dar, wobei die zwei geneigten Schenkel je um 4,87 m aus dem vertikalen Steg auskragen. Die Stärke der Schenkel beträgt 14 ÷ 23 cm mit einem verstärkten Rand von 40 cm Stärke zur Einleitung der Lasten der untergehängten Decke. Die Verstärkung der Schale auf 23 cm erwies sich als erforderlich zur Aufnahme der Biegemomente bei der Einspannstelle der Schenkel in den Steg.

Die Schalenträger ruhen auf 40 cm starken Stirnwänden, welche ihrerseits die Lasten auf je zwei flachfundierte Stützen von 40 × 140 cm Querschnitt abgeben. Jeder Schalenträger ist mit 6 Kabeln zu 170 t (42 ⌀ 7), System BBRV, vorgespannt. Im Feld sind alle Kabel im 25 cm starken Steg angeordnet. 4 Kabel werden in der voutenförmigen Stegverbreiterung bei den Stirnwänden verankert, während zwei Kabel zur Aufnahme der Schalennormalkräfte (Bogenkräfte) seitlich in die Schenkel hinausgeführt und dort verankert sind.

In der Verlängerung der Trägerlängsaxe kragt ein Vordach um 5,00 m aus jeder Stirnwand nach aussen. Dieses Vordach dient gleichzeitig zur Entwässerung der Dachschalen, welche das Dachwasser über einen Wasserspeier auf die Oberseite des Vordaches abfliessen lassen. Hier wird das Wasser gesammelt und als offenes Gerinne seitlich weggeleitet.

2.3 Statische Berechnung

Die statische Berechnung der Dachkonstruktion gliedert sich in den Nachweis der Beanspruchungen quer zur Trägerlängsaxe (Schalenwirkung) sowie in Trägerlängsaxe selbst (Rahmenkonstruktion mit vorgespanntem Riegel). Daneben war die Torsionsstabilität der gesamten Schalenkonstruktion nachzuweisen.

2.31 Schalenwirkung

Zufolge der Symmetrie bezüglich einer Vertikalebene durch die Trägerlängsaxe konnten die beiden geneigten Dachflächen für Eigengewicht und direkt anfallende Nutzlast als auskragende schiefe Kreis-Zylinderschale betrachtet werden. Da die Neigung der Dachfläche, senkrecht zur Trägeraxe gemessen, relativ klein war ($\alpha \simeq 25°$), konnte sie für die Berechnung vernachlässigt werden, eine Vereinfachung, welche auf der sicheren Seite liegende Resultate liefert.

Für die Bemessung interessieren folgende Schnittkräfte (Bild 6):

S_2 Schalennormalkräfte

M_y Biegemomente senkrecht zur Trägerlängsaxe

Q_y zugehörige Querkräfte

M_β Biegemomente parallel der Trägerlängsaxe

Zur Bestimmung dieser Schnittkräfte ist die Differentialgleichung für Schalenwirkung quer zur Trägeraxe zu lösen [1]. Mit den Bezeichnungen

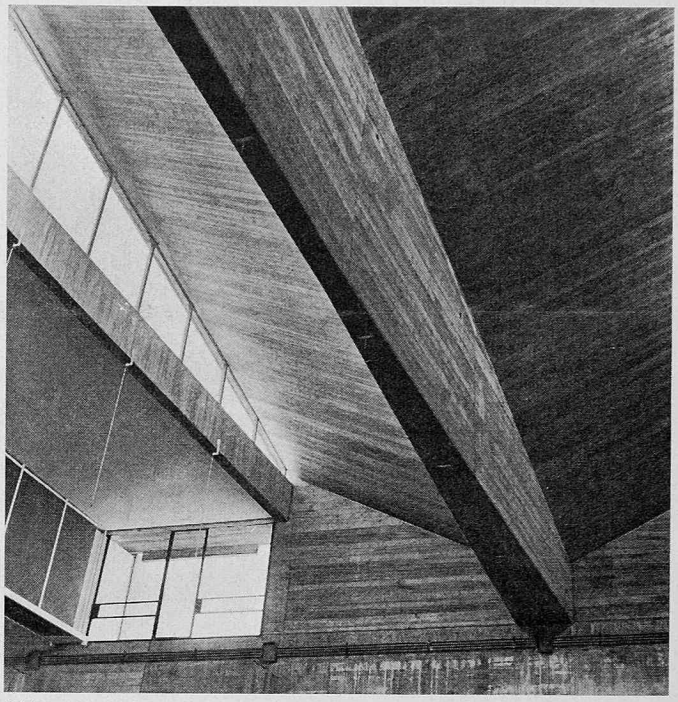


Bild 5. Untersicht der Hallenkonstruktion mit Hängestangen zur Befestigung der untergehängten Hohlkörperdecke

$$q = g + p \text{ (Vollast)}$$

$$h = \text{Schalenstärke}$$

$$a = \text{Krümmungsradius der Schale}$$

$$B = \frac{Eh^3}{12\,(1-\mu^2)}$$

$$L_1 = \frac{a}{1{,}31\sqrt{a/h}} = \text{charakteristische Schalenlänge}$$

$$L = \text{Kraglänge}$$

$$\lambda = \frac{L}{L_1}; \quad \eta = \frac{y}{L}$$

lautet die Differentialgleichung und ihre Lösung wie folgt:

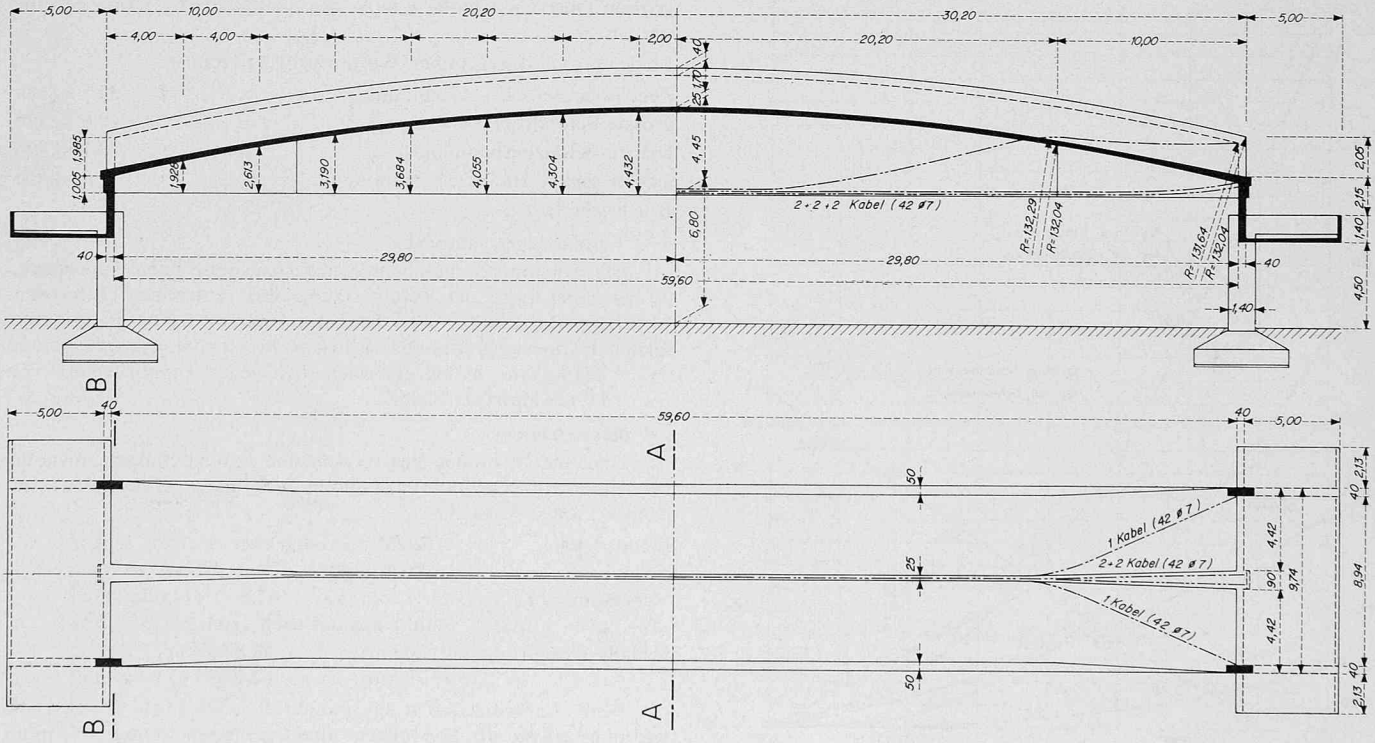
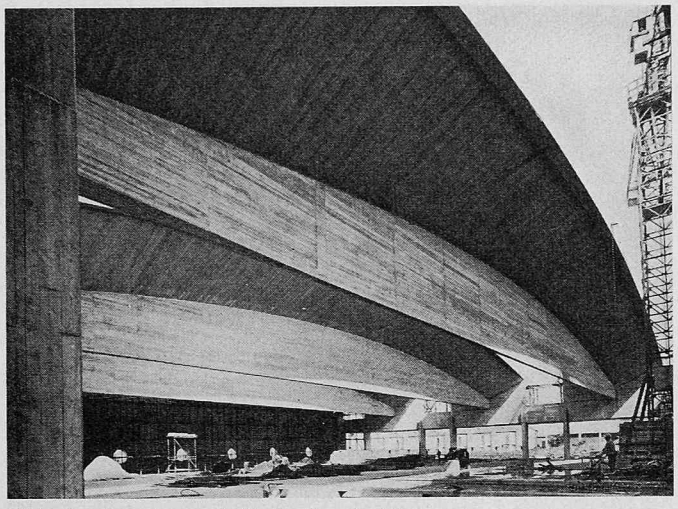
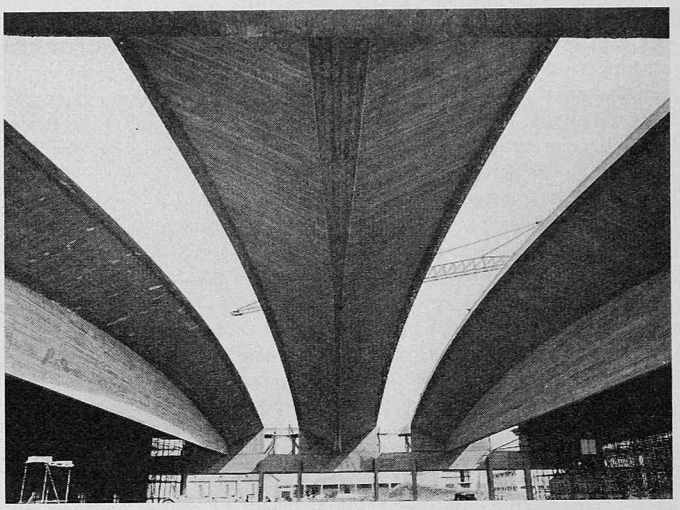


Bild 3. Längsschnitt und Grundriss der Hallenkonstruktion 1:200





Bilder 7 und 8. Ausgeschalte Dachkonstruktion

$$\frac{d^4 w}{d\eta^4} + 4\,w = \frac{q}{B} \tag{1}$$

$$\begin{aligned} w &= w_0 + w_1 = \\ &= \frac{q a^2}{E h} + U_1 \cos\lambda\,\eta\ \mathrm{Cos}\,\lambda\,\eta + U_2 \cos\lambda\,\eta\ \mathrm{Sin}\,\lambda\,\eta + \\ &\quad + U_3 \sin\lambda\,\eta\ \mathrm{Cos}\,\lambda\,\eta + U_4 \sin\lambda\,\eta\ \mathrm{Sin}\,\lambda\,\eta\,. \end{aligned} \tag{2}$$

Folgende Randbedingungen müssen erfüllt sein:

$M_y = 0$	am freien Rand:	$w'' = 0$
$Q_y = 0$	am freien Rand:	$w''' = 0$
$w = 0$	an der Einspannstelle:	$w = 0$
$w' = 0$	an der Einspannstelle:	$w' = 0$

Das Resultat dieser Berechnungen, der Verlauf der Schnittkräfte S_2, M_y und Q_y von $\eta = 0$ (Einspannstelle) bis $\eta = 1$ (freier Rand) ist in Bild 6 dargestellt. Unter Berücksichtigung von $L = 4{,}74$ m und $q = 0{,}55$ t/m² ist ersichtlich, dass die Schalenwirkung das Moment $M_{y0} = qL^2/2 = 6{,}18$ mt/m des reinen Kragarms um fast 50% reduziert.

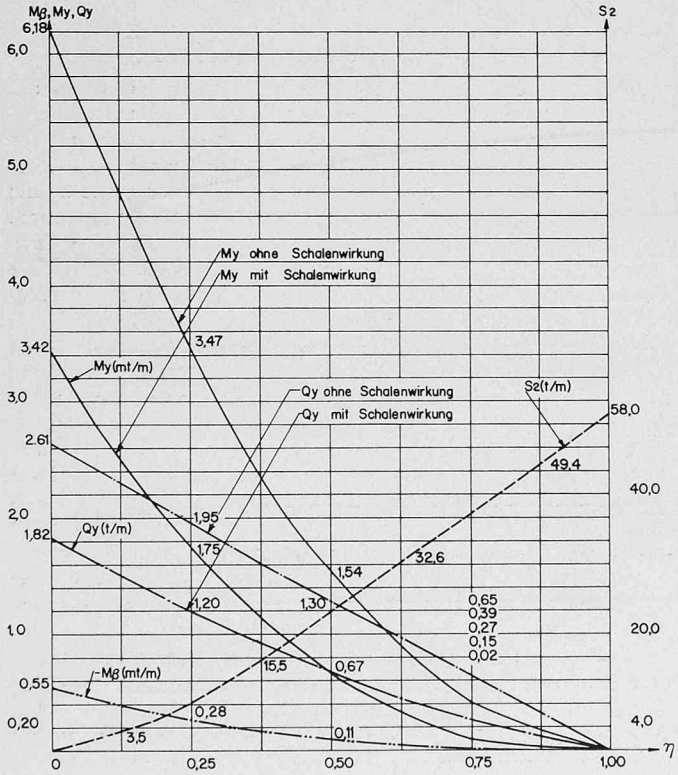


Bild 6. Verlauf der Schalenschnittkräfte mit und ohne Schalenwirkung

Schwieriger gestaltete sich die Berechnung der Schnittkräfte aus den Einzellasten am freien Rand, hervorgerufen durch die Lasten der untergehängten Hohlkörperdecke. Einerseits wirkt die Randverstärkung als Bogenelement und trägt die Vertikallasten als Schalenlängskräfte gegen die Widerlager ab, anderseits wird ein Teil der Randlasten direkt auf Biegung über die Schale als Kragplatte in das Haupttragsystem eingeleitet. Der prozentuale Anteil wurde abgeschätzt und am fertigen Objekt, beim Ausschalen der Spriessung der untergehängten Decke, gemessen. Zu diesem Zwecke wurden Dehnungsmessstreifen an der oberen Einspannarmierung der Schale in den Träger angeklebt.

Das Messresultat bestätigte die Abschätzung, indem im Scheitel der Schale, d. h. in Feldmitte des Trägers, der grösste Teil der Lasten, nämlich 77%, direkt auf Biegung auf das Haupttragsystem übertragen werden. Im Viertelspunkt war dieser Anteil infolge der Schalenneigung geringer; er betrug dort noch 44%.

2.32 Haupttragsystem

Es handelt sich hier statisch um ein Rahmentragwerk mit vorgespanntem Riegel. Infolge der grossen Spannweite des Riegels waren jedoch grosse Verschiebungen der Stützenköpfe aus der Vorspannung zu erwarten. Um das elastische Nachgeben der Stützen zu fördern, wurde der Riegel nicht direkt mit den Stützen verbunden, sondern über eine torsions- und biegeweiche Stirnwand an die Stützen angeschlossen.

Die Berechnung selbst bot keine Besonderheiten. Als Folge der grossen Querschnittshöhe konnte die Vorspannkraft gering gehalten werden.

Folgende charakteristischen Werte wurden errechnet:

Zentrische Betondruckspannung:	V_0/F	=	— 32,5 kg/cm²
grösste Betondruckspannung:	$\sigma_{b\,max}$	=	— 49,6 kg/cm²
grösste Betonzugspannung:	$\sigma_{bz\,max}$	=	8,1 kg/cm²
grösste schiefe Hauptzugspannung:	$\sigma_{1\,max}$	=	9,5 kg/cm²
Bruchsicherheit:	S_{Br}	=	2,33

2.33 Stabilitätsbetrachtungen

Die Torsionsstabilität wurde näherungsweise nach Timoshenko [2] berechnet, unter der Voraussetzung einer zentrischen Druckbeanspruchung des ganzen, über die Trägerlänge als konstant vorausgesetzten Feldquerschnittes. Die kritische Beulspannung ergab sich zu $\sigma_{Kr} = 251$ kg/cm², womit eine Sicherheit gegen Torsionsbeulen von $S_T = 5{,}0$ gewährleistet bleibt.

2.4 Bauausführung

Über die Qualitäten der verwendeten Baumaterialien, sowie die von Unternehmerseite durchgeführten Messungen geben die nachstehenden Zahlen Aufschluss:

Beton P 400:	Würfeldruckfestigkeiten nach 28 Tagen, 16 Probewürfel: 380 ÷ 476 kg/cm²
Vorspanndraht:	⌀ 7 mm, βz = 167,6 ÷ 174,0 kg/mm² Stahlrelaxation nach 120 h: 5,23 ÷ 5,58%
Schlaffe Bewehrung:	⌀ 30 mm: βz = 48,8 kg/mm² ⌀ 8 mm: βz = 62,1 ÷ 63,6 kg/mm²

Beim Aufbringen der Vorspannkraft schliesslich konnten die Reibungsverluste der Spannkabel direkt gemessen werden. Während bei den Kabeln 1 bis 4 (im Steg verankert) die Messungen die von der

Herstellerfirma angegebenen Werte $\mu = 0{,}16$ und $\Delta\alpha = 0{,}005$ / m bestätigte, lagen die Reibungswerte der stark gekrümmten Kabel 5 und 6 um rund 25% höher.

Nach erfolgter 70%-Vorspannung wurden die Schalenkonstruktionen ausgeschalt und dabei die Durchbiegungen in Feldmitte in der Trägeraxe und am freien Rand gemessen. Es ergaben sich folgende Werte:

$\delta_1 = 3{,}1$ mm (Trägeraxe)

$\delta_2 = 1{,}7$ mm (freier Rand, Mittelwert)

Diese Messungen bestätigen ebenfalls die rechnerisch gefundene Tatsache, dass von den Lasten aus Eigengewicht der Schale etwa die Hälfte auf Biegung übertragen wird, während die restlichen Lasten durch die Bogenwirkung der Schale zu den Auflagern abgetragen wird.

Der Vergleich zwischen rechnerischer und gemessener Durchbiegung ergab einen Elastizitätsmodul von $E \simeq 300000$ kg/cm² beim Ausschalen (Bilder 7 und 8).

3. Schlussbetrachtungen

Beim Bau des beschriebenen Tragwerkes, das sowohl hinsichtlich Form wie auch hinsichtlich Abmessungen und Spannweitenverhältnissen Besonderheiten aufwies, hat die Anwendung der Vorspannung wesentlich zum guten Gelingen beigetragen. Es war nicht nur möglich, gegenüber dem ursprünglich vorgesehenen Konstruktionsvorschlag in Eisenbeton die Kosten zu senken, sondern auch die Qualität des gesamten Bauwerkes mit Hilfe der Vorspannung zu verbessern. Durch die gewählte Spannkabelführung konnte nämlich die Durchbiegung des Tragwerkes beim Ausschalen praktisch eliminiert werden, was von grosser Bedeutung für die Rissesicherheit und somit für die Lebensdauer des Tragwerkes ist. Daneben hätte sich das Einbringen des Betons im stark bewehrten Steg des Trägers im Falle einer Lösung in Eisenbeton relativ schwierig gestaltet, abgesehen von der damit verbundenen Qualitätseinbusse des Betons.

Folgende Firmen waren am Bau der Industrieanlage beteiligt:

Projekt und Bauleitung:	Dott. Arch. *G. Gresleri,* Bologna
Statik und Konstruktion:	Dipl. Ing. *E. Baratelli,* Vicenza und *E. Stucki & H. Hofacker,* dipl.Ing. ETH/SIA, Zürich
Unternehmung:	Beton-Bau Italiana SpA., Vicenza
Belastungsprobe und Materialprüfungen:	Universität Pisa, Institut für Baustatik, Prof. Ing. *L. Sanpaolesi*

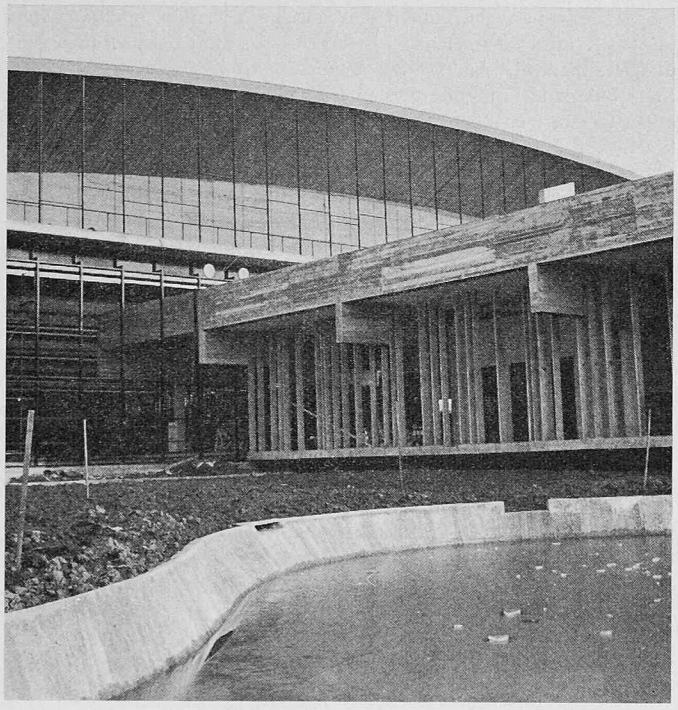
Literatur:

[1] *Beyer:* Die Statik im Eisenbetonbau, 2. Teil, Kap. 81. Springer-Verlag, Berlin, 1948.

[2] *Timoshenko-Gere:* Theory of Elastic Stability. Mc Graw Hill, 1961.

Adresse des Verfassers: *H. Hofacker,* dipl. Ing., Engweg 7, 8006 Zürich.

Bild 9. Frontalansicht



Zürich auf dem Weg zur Grosstadt

DK 711.3

Bis in etwa 60 Jahren wird aus dem Kanton Zürich eine «Grossstadt Zürich», ein wenn vielleicht auch nicht politisch, so doch funktionell zusammenhängendes Stadtgebilde mit annähernd zwei Millionen Einwohnern werden. Leitbild der Regionalplanung im Kanton Zürich ist eine Stadt, die nicht einfach aus einem wild zusammengewürfelten und weiterwuchernden Häuserhaufen besteht, sondern nach dem Grundsatz der «dezentralisierten Konzentration» ein *Hauptzentrum* mit besonders starker Ballung der Geschäfte und *verschiedenen Nebenzentren* mit sehr guten Verkehrsverbindungen zum Hauptzentrum besitzt. Die ersten beiden Vorträge, welche die «Zürcher Studiengesellschaft für Bau- und Verkehrsfragen» in diesem Winter veranstaltete und über die an dieser Stelle schon berichtet wurde (vgl. SBZ 1967, H. 13, S. 232), erläuterten dieses Leitbild in bezug auf den ganzen Kanton und auf den Stadtkern. Zwei weitere Vorträge galten der geplanten Untergrundbahn, wohl das symbolkräftigste Zeichen für Zürichs Grosstadt-Ambitionen. In einem Podiumsgespräch sodann setzten sich die Stadtväter von Zürich, Winterthur, Baden und Wetzikon mit der Perspektive «Millionenstadt Zürich» auseinander, insbesondere mit der Frage der Entwicklung von Regionalzentren.

Technische Aspekte der U-Bahn

Referat von *Hans B. Barbe,* Beauftragter des Koordinationsausschusses für den Vorortsverkehr der Region Zürich, gehalten am 20. Februar 1967.

Der *Gesamtplan für die Region Zürich* besteht aus fünf sogenannten «Teilplänen»: dem Siedlungsplan, dem Landschaftsplan, dem Versorgungsplan, dem Plan der öffentlichen Bauten und Bedürfnisse und dem Transportplan. Transport- und Siedlungsplan hängen besonders eng und wechselseitig voneinander ab; dort, wo die grössten Bevölkerungsballungen zu erwarten sind, werden auch die grössten Verkehrsbedürfnisse entstehen; umgekehrt wird neuen und leistungsfähigen Verkehrssträngen entlang die Siedlungsdichte am raschesten zunehmen.

Als *städtisches Verkehrsmittel* war ursprünglich ein Tieftram (s. SBZ 1960, H. 35, S. 572 und 1961, H. 47, S. 847) geplant gewesen. Dieses Vorhaben war aber in einer Volksabstimmung am 1. April 1962 verworfen worden. Die neue Verkehrskonzeption des Transportplans integriert nun den städtischen Verkehr in denjenigen der Region. Sie hält sich nicht mehr an politische Grenzen, sondern organisiert den Verkehr in einem Raum, dessen äusserste Punkte mehr als 20 km vom Stadtzentrum entfernt sind. Dieser Grossraum Zürich hat sowohl in bezug auf die Fläche wie auf die Einwohnerzahl etwa die Grösse von Westberlin.

Der Verkehr der Zukunft

Erste Aufgabe des Transportplans war, für verschiedene Zeitpunkte das gesamte Verkehrsbedürfnis zu errechnen. Heute wohnen im Transportplangebiet etwa 800000 Menschen, in 20 bis 30 Jahren (Zustand 1) werden es gegen 1½, in 50 bis 60 Jahren (Zustand 2) um 2 Millionen sein. Heute werden in diesem Bereich täglich rund 1,4 Millionen Fahrten ausgeführt, im Zustand 1 rund 3, im Zustand 2 rund 4,2 Millionen. Davon dürften etwa eine halbe Million Bewegungen zu Fuss bewältigt werden; für den Rest, also für 3,7 Millionen Ortsveränderungen, müssen Verkehrsmittel zur Verfügung stehen. Ihre totale Leistungsfähigkeit wird pro Tag 30 bis 40 Millionen Personenkilometer, ungefähr 1000 Erdumläufe, betragen müssen!

Wie ist dieses gewaltige Verkehrsvolumen zu bewältigen? Sicher können die privaten Verkehrsmittel nur einen verhältnismässig geringen Teil übernehmen; denn vor allem im Stadtkern ist der Raum für Privatfahrzeuge sehr beschränkt, und er kann – wenn man nicht die Stadt dem Auto opfern will – nur wenig vergrössert werden. Im Zustand 2 müssen die öffentlichen Verkehrsmittel mindestens die Hälfte aller Verkehrsbewegungen der Region und den Grossteil der Bewegungen, die ins Zentrum oder aus ihm heraus führen, übernehmen. Das werden täglich ungefähr 1,8 Millionen Personenfahrten sein. – Heute befördern die VBZ täglich etwa 600000 Passagiere. Ihre Kapazität lässt sich nur wenig steigern, so dass unbedingt ein neues, viel leistungsfähigeres Verkehrsmittel nötig ist: eine U-Bahn.

Das Gesamtkonzept sieht drei öffentliche Verkehrsmittel vor: Als *Feinverteiler* im Stadtgebiet werden weiterhin die «Verkehrsbetriebe der Stadt Zürich» (VBZ) mit ihren Strassenbahn- und Buslinien dienen. Als *Mittelverteiler* ist eine U-Bahn zu erstellen, die den sogenannten Metropolitanbereich von Zürich, d.h. ein Gebiet im Umkreis von 10 bis 15 km vom Stadtzentrum, bedient. *Grobverteiler*