Zeitschrift: Bauen + Wohnen = Construction + habitation = Building + home : internationale Zeitschrift

Herausgeber: Bauen + Wohnen

Band: 13 (1959)

Heft: 8: Betonbau = Construction en béton = Concrete construction

Artikel: Der Philips-Pavillon an der Brüsseler Weltausstellung. Teil III, Modelluntersuchung für den Bau des Pavillons

Autor: Bouma, A.L. / Ligtenberg, F.K.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-330092

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: 13.07.2025

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

Der Philips-Pavillon an der Brüsseler Weltausstellung*

III. Modelluntersuchung für den Bau des Pavillons

A. L. Bouma und F. K. Ligtenberg

Als sich die Firma «Strabed» Ende Januar 1957 mit der Bitte um Beratung beim Bau des Philips Pavillons an Professor Vreedenburgh wandte, war die erste Frage die, ob der Entwurf von Le Corbusier und Xenakis als Schalenkonstruktion aus bewehrtem Beton praktisch verwirklicht werden konnte. Die «Strabed» beabsichtigte, die gemäß hyperbolischen Paraboloiden geformten Wände in Beton von 5 cm Dicke auszuführen, während die Wandflächen in ihren Durchdringungslinien durch 40 cm dicke zylindrische Rippen verstärkt werden sollten.

In Artikel II wurde bereits erläutert, daß sich die in solchen Hypparschalen auftretenden Spannungen in einfacher Weise berechnen lassen, sofern ein Membranspannungszustand vorliegt. Dieser Zustand entsteht jedoch nur unter bestimmten Randbedingungen. Bei einem eigenwillig geformten Gebäude, wie dem in Frage stehenden, wird diesen Randbedingungen im Falle der meisten Schalen nicht entsprochen, so daß viel kompliziertere, einer genaueren Berechnung kaum zugängliche Spannungszustände auftreten. Es lag daher nahe, daß zur Beantwortung der oben gestellten Frage am besten eine Modelluntersuchung herangezogen werden konnte, neben der die Berechnungen nur einen ergänzenden Charakter haben sollten.

Zu diesem Zweck wurde im Forschungsinstitut T.N.O. für Baumaterialien und Baukonstruktionen ein Modell des Entwurfs im Maßstab 1:25 angefertigt, bestehend aus einem Metalldrahtgewebe (für Siebe) mit Gips (Abb. 1). Im Hinblick auf den Termin, den die «Strabed» bei ihrer Entscheidung einhalten mußte, stand für diese Untersuchung nur eine Woche zur Verfügung, so daß die Resultate bloß als orientierend anzusehen waren.

Nachdem Philips der Firma «Strabed» den Bauauftrag erteilt hatte, wurde die Modelluntersuchung im größeren Rahmen fortgesetzt. Hierbei kam es darauf an, eine genauere Kenntnis der in Rippen und Wänden auftretenden Spannungen zu gewinnen, damit anhand hiervon die erforderlichen Abmessungen und die Größe der Vorspannung bestimmt werden konnten, insbesondere auch deswegen, weil der Architekt den Entwurf inzwischen etwas geändert hatte (siehe I). Die wichtigsten dieser Änderungen sind auch im Modell angebracht worden. Ferner wurde versucht, durch Anbringung von Überlastungen einen Einblick in die Stabilität der Konstruktion zu gewinnen, die hierbei nahtlos (monolithisch) gedacht war.

1
Gerippe aus Rohren und engmaschigem Metalldrahtgewebe zur Anfertigung des Gipsmodells vom Philips Pavillon, im Maßstab 1:25 (Institut T.N.O. in Rijswijk, Niederlande).

* Vergleiche Heft Nr. 7/1959, Seite VII 1.

In Wirklichkeit sollte die Konstruktion nicht monolithisch werden. Die «Strabed» beabsichtigte, die Schalenflächen aus vorfabrizierten Platten aufzubauen, die – nachdem alle Flächen aufgebaut waren – vorgespannt werden sollten, und zwar mit Hilfe von an der Innenseite des Gebäudes gelegenen Vorspanndrähten.

Naturgemäß warf eine derartige Ausführungsform eine Reihe von zusätzlichen Problemen auf, so daß es erwünscht schien, diese Probleme, vor allem auch die Wirkung der Vorspannung, an Hand eines neuen Modelles möglichst eingehend zu untersuchen. Hierzu wurde im Stevin-Laboratorium der Abteilung für Bauingenieure der Technischen Hochschule Delft ein Modell von zwei aneinanderstoßenden Flächen im Maßstab 1:10 angefertigt, wobei unter Weglassung aller Formgebungsdetails die Art der Bauausführung möglichst naturgetreu nachgeahmt wurde (Abb. 2).

Modelluntersuchung; allgemeines[1]

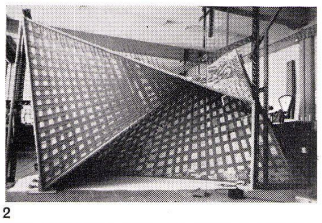
Will man in einer Modelluntersuchung das Verhalten einer Konstruktion unter zunehmender Belastung bis zum Bruch möglichst genau nachahmen, so ist dafür zu sorgen, daß das Modell eine genaue geometrische Verkleinerung der tatsächlichen Konstruktion darstellt und daß es aus dem gleichen Werkstoff besteht. Rißbildung, Fließen, Bruch und ähnliche Erscheinungen werden dann an analogen Stellen wie in der Wirklichkeit auftreten, und zwar bei den gleichen Spannungen, wie sie bei Auftreten entsprechender Erscheinungen in der wirklichen Konstruktion herrschen.

Da Spannungen die gleiche Dimension besitzen wie Belastungen je Flächeneinheit (kg/cm²), müssen die Belastungen je Flächeneinheit für das Modell die gleichen sein wie für die wirkliche Konstruktion. Ist das Modell eine Verkleinerung der Wirklichkeit im Maßstab $1:n$, so folgen daraus nachstehende Modellregeln:

Spannungen (kg/cm²)	1/1
Kräfte je Längeneinheit (kg/cm)	$1/n$
Kräfte (kg)	
Momente je Längeneinheit (kg)	$1/n^2$
Verzerrungen ($\varepsilon = \sigma/E$)	1/1

Es ist jedoch keineswegs immer möglich, ein Modell aus dem gleichen Werkstoff herzustellen wie die wirkliche Konstruktion. Im Falle des Philips Pavillons zum Beispiel konnten die 2 mm dicken Wände des Modells nicht aus Beton hergestellt werden. Man muß sich in solchen Fällen nach einem anderen geeigneten Werkstoff umsehen. Dagegen ist auch nichts einzuwenden, sofern man lediglich das Verhalten der Konstruktion im elastischen Bereich zu untersuchen wünscht, das heißt Verzerrungen (Dehnungen) messen und daraus die auftretenden Spannungen bestimmen will. Der Modellwerkstoff braucht dann nur innerhalb eines genügend großen Verzerrungsbereiches elastisch zu sein und dem Hookeschen Gesetz zu gehorchen. Dieser Modellwerkstoff wird im allgemeinen nicht den gleichen Elastizitätsmodul besitzen wie der der wirklichen Konstruktion. Bei gleichbleibender Spannung ist die Verzerrung im Modell dem Elastizitätsmodul umgekehrt proportional.

[1] Siehe J. B. Wilbur und C. H. Norris, Structural model analysis, Kapitel 15 in: «Handbook of experimental stress analysis», Redaktion M. Hetényi, Wiley, New York 1950.



2
Das Modell im Maßstab 1:10, zur Untersuchung des von der «Strabed» geplanten Ausführungssystems (Stevin-Laboratorium der Technischen Hochschule, Delft).

Ist man nur an der Spannungsverteilung interessiert, so braucht man auch nicht mehr an der Forderung gleicher Spannungen für Modell und Wirklichkeit festzuhalten: Man wählt Spannungen, die beim Modellwerkstoff gut meßbar sind, und der Modellwerkstoff (z. B. Stahl) kann sich dann für eine experimentelle Untersuchung sogar besser eignen als der Werkstoff der wirklichen Konstruktion (z. B. Beton). Ist die Belastung je Flächeneinheit im Modell zum Beispiel größer als in Wirklichkeit, so sind die im Modell gemessenen Spannungen auch im selben Verhältnis größer als die in Wirklichkeit auftretenden Spannungen.

Für die Knickbelastung gilt, daß diese dem Elastizitätsmodul des Werkstoffes proportional ist. Die Knickbelastung der wirklichen Konstruktion ist somit gleich dem Verhältnis der entsprechenden Elastizitätsmoduln, multipliziert mit derjenigen Belastung, bei der das Modell Knick- oder Beulerscheinungen zu zeigen beginnt.

In manchen Fällen können auch die relativen Abmessungen von bestimmten Teilen des Modells abweichend von denen der wirklichen Konstruktion gewählt werden, was bei der Herstellung eines Modells von Vorteil sein kann. Man muß dann allerdings wissen, welche Größen für das Verhalten der Konstruktion bestimmend sind, zum Beispiel der Flächeninhalt des Querschnitts oder das Trägheitsmoment, und muß deren richtige Werte einhalten. Eine weitere Komplikation entsteht dann, wenn entweder der Werkstoff der wirklichen Konstruktion oder der des Modells nicht homogen ist. Letzteres war beim Gipsmodell in der Tat der Fall, und hierauf soll noch näher eingegangen werden.

Untersuchung des Gipsmodells

Wie bereits erwähnt, wurde das Modell im Maßstab 1:25 aus einem Metalldrahtgewebe mit Gips angefertigt (Abb. 1). Die Wanddicke betrug durchschnittlich 2,1 Millimeter. Die Rippen bestanden aus Stahlrohren, im allgemeinen mit einem Durchmesser von 8,4 mm und einer Wanddicke von 0,7 mm. Diese Rohre waren mit einer Gipsschicht umhüllt.

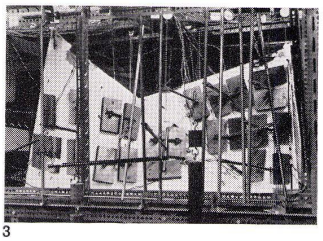
Der Werkstoff Gips besitzt eine im Vergleich zu Beton ziemlich große Zugfestigkeit und gehorcht weitgehend dem Hookeschen Gesetz. Von dem angefertigten Modell, das aus einer Kombination von Gips und Stahl bestand, war somit ein elastisches Verhalten entsprechend dem Hookeschen Gesetz zu erwarten, so daß die am Modell gemessenen Dehnungen mit hinreichender Genauigkeit als Spannungen gedeutet werden konnten.

Zum Anbringen der Belastungen wurde ein umfangreicher Belastungsrahmen gebaut, mit dem die durch Gewichte ausgeübten Kräfte mit Hilfe von Hebelsystemen als Belastung auf die Flächen übertragen werden konnten (Abb. 3). Gemessen wurde bei folgenden Belastungen:

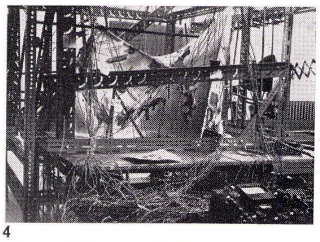
a. Eigengewicht des ganzen Gebäudes;

b. vertikale Belastung einer einzelnen, ziemlich horizontal gelegenen Fläche, um den Einfluß einer Schneebelastung zu untersuchen;

c. Winddruck auf die einzelnen Flächen, woraus für zwei verschiedene Windrichtungen der Einfluß von Winddruck auf der Luvseite und Windsog auf der Leeseite abgeleitet werden konnte.



3
Gipsmodell mit Hebelsystem, mit dessen Hilfe eine Windbelastung nachgeahmt wurde.



4
Übersicht über die Meßapparatur zur Untersuchung des Gipsmodells. Eine Reihe von sehr genauen Verlagerungsgebern sind auf Halteschienen montiert und über lange Stangen mit dem Modell verbunden (deutlicher zu sehen oben in Abbildung 3). Auf den Wandflächen und auf den Rippen sind zur Bestimmung der Spannungen zahlreiche Dehnungsmeßstreifen aufgeklebt, daher die umfangreiche Verdrahtung. Ein Teil der Ableseapparatur ist im Vordergrund sichtbar.

Die ungünstigsten Kombinationen der Belastungsfälle Eigengewicht mit Schnee oder mit Wind führten zu den extremen Spannungen, Momenten und Kräften in der Konstruktion.

Zur Messung der horizontalen und vertikalen Verlagerungen wurden an verschiedenen Stellen der Rippen insgesamt 40 Verlagerungsgeber mit einer Meßgenauigkeit von 0,01 mm angebracht. Die Dehnungen wurden mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen ermittelt; bei der ersten orientierenden Untersuchung betrug deren An-

Neues Kniehebelventil Nr. 3715
(Patent angemeldet)

Dem Bedürfnis nach freier Abstellfläche auf dem Waschtisch Rechnung tragend, hat die KWC dieses Kniehebelventil entwickelt. Die einfache Form des Betätigungshebels ermöglicht, durch Verkürzen desselben, die Anpassung an jeden Waschtisch.

Nouvelle vanne à levier actionné par le genou No. 3715
(demande de brevet déposée)

C'est pour répondre au besoin d'une surface d'appui libre sur le lavabo que la KWC a créé cette vanne à levier actionné par le genou.
La forme simple du levier de commande permet, en le raccourcissant, de l'adapter à tout lavabo.

KWC

Aktiengesellschaft
Karrer, Weber & Cie., Unterkulm b/Aarau
Armaturenfabrik-Metallgießerei
Telefon 064/3 81 44

zahl 40, bei der späteren eingehenden Untersuchung 130 (Abb. 4). An den Flächen wurden bei der ausführlichen Untersuchung je Meßpunkt vier Dehnungsmeßstreifen aufgeklebt, zwei an der Außenseite, häufig in zwei zueinander senkrechten Richtungen, und zwei parallel dazu an der Innenseite. So konnten die Kraft und das Moment bestimmt werden, die der betreffende Querschnitt aufnehmen muß. An den Rippen wurden in jedem Meßpunkt zwei, wenn möglich drei Dehnungsmeßstreifen aufgeklebt.

Da das Modell nicht aus einem homogenen Werkstoff bestand (Drahtgewebe und Gips), war es nicht möglich, aus den gemessenen Dehnungen durch Multiplikation mit dem Elastizitätsmodul des gemessenen Werkstoffes direkt die Spannungen in der wirklichen Konstruktion abzuleiten. Zur Deutung der Dehnungsmessungen wurde daher wie folgt verfahren.

Angenommen, es werden am Modell in einem bestimmten Punkt der Wand innen und außen die Dehnungen ε_1 und ε_2 gemessen. Bei einem homogenen Werkstoff mit dem Elastizitätsmodul E betragen dann die zugehörigen Spannungen:

$$\sigma_1 = E\varepsilon_1 \quad \text{und} \quad \sigma_2 = E\varepsilon_2$$

(den Einfluß der Querkontraktion lassen wir außer Betracht). Der Querschnitt, dessen Dicke t ist, muß nun je Längeneinheit eine Normalkraft

$$N = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} t$$

übertragen und – wenn das Trägheitsmoment I ist – ein Biegemoment

$$M = (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{I}{t}$$

Führen wir die Dehnungssteifigkeit $D = Et$ und die Biegungssteifigkeit $K = EI$ des Querschnitts ein, so gilt also:

$$\left.\begin{aligned} N &= D \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \\ M &= K \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{t} \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

Diese Beziehungen gelten nun in gleicher Weise für einen nicht-homogenen Werkstoff. Da nicht alle Daten verfügbar waren, um die Dehnungssteifigkeit D und Biegungssteifigkeit K des verwendeten inhomogenen Werkstoffes zu berechnen, wurden diese Größen des Modells durch Kombination einer Berechnung mit einigen einfachen Versuchen bestimmt. Hierzu wurden einige Versuchsplatten von der gleichen Konstruktion wie die Wände des Modells auf reinen Zug oder auf reine Biegung beansprucht. In dieser Weise wurde D = 40 000 kg/cm und K = 70 kg/cm bei einer Wanddicke t = 2,1 mm gefunden. Aus den am Modell gemessenen Dehnungen konnten mit Hilfe der Formeln (1) die Kraft und das Moment pro Längeneinheit, N und M, berechnet werden, und durch Anwendung der Modellregeln waren auch N und M in der wirklichen Konstruktion zu finden (N ist dort n-mal, M ist n^2-mal so groß wie im Modell).

In völlig analoger Weise wurde für die Rippen verfahren. Aus den gemessenen Dehnungen konnte die Dehnung ε_z im Schwerpunkt eines Querschnitts abgeleitet werden. Für die Normalkraft im Querschnitt gilt dann:

$$P = B\varepsilon_z,$$

worin B die Dehnungssteifigkeit ist. Diese wurde wiederum experimentell an einer Reihe von Probestäben bestimmt. Die Normalkraft P in der wirklichen Konstruktion beträgt gemäß den Modellregeln das n^2-fache.

Hat man die Dehnungssteifigkeit zum Beispiel für das Wandmaterial bestimmt, so kann man mit Hilfe der Formel $D = E't$ einen «äquivalenten Elastizitätsmodul» E' für eine fiktive, gleich dicke, aber homogene Wand mit dem gleichen D-Wert errechnen. So wurde gefunden: $E' = 2 \times 10^5$ kg/cm², und entsprechend, indem man von der Biegungssteifigkeit $K = E''I$ ausging: $E'' = 10^5$ kg/cm². Diese Elastizitätsmoduln sind somit niedriger als die für die wirkliche Betonkonstruktion, für die $E = 3 \times 10^5$ kg/cm² gesetzt werden kann.

Für die Rippen kann man in gleicher Weise verfahren. Mit Hilfe dieser äquivalenten Elastizitätsmoduln konnten für die Rippen die gemessenen Dehnungen auch direkt als Spannungen gedeutet werden.

Das Meßprogramm wurde vollständig durchgeführt, sowohl für den ursprünglichen Entwurf als auch für den geänderten Entwurf. Im ursprünglichen Entwurf enthielt das Bauwerk noch einige Stützen zur Unterstützung der drei hohen Spitzen. Die Kräfte in diesen Stützen erwiesen sich im allgemeinen als gering. Im geänderten Entwurf wurde angenommen, daß die Funktion der (vertikalen) Stützen wohl von den benachbarten schrägen Rippen übernommen werden konnte. In der Tat zeigte sich, daß die Weglassung der Stützen nur einen geringen Einfluß auf die Spannungen im Modell hatte, so daß diese Änderung im Entwurf akzeptiert werden konnte.

Die Spannungen in den Wänden erwiesen sich im allgemeinen nicht als vernachlässigbar gering und überstiegen manchmal den Wert von 20 kg/cm², einmal bis zu einem Maximum von 40 kg/cm². Dies galt insbesondere für die großen, annähernd vertikalen Flächen. Für ebene Platten liefert die Bruchlinientheorie nach Johansen ein zuverlässiges Mittel zur Bestimmung der Bruchlast.[2] Diese Theorie wurde auf einige beinahe ebene Wandteile angewandt; in dieser Weise konnte auch für diese Flächen noch eine Vorstellung von der Größe der Bruchlast gewonnen werden.

Die extremen Kräfte in den Rippen ergaben sich zu ungefähr 30 t (sowohl Zug als Druck), während die extremen Spannungen (zum Teil durch Biegung verursacht) –60 kg/cm² und +80 kg/cm² betrugen.

Nachdem die orientierenden Messungen die Frage bezüglich der praktischen Ausführbarkeit der Konstruktion im bejahenden Sinne beantwortet hatten, konnte die «Strabed» anhand der in den Flächen und Rippen gefundenen Spannungen in großen Zügen die erforderliche Vorspannung feststellen.

Die Deutung der gemessenen Dehnungen blieb natürlich noch in verschiedener Hinsicht mit einer gewissen Unsicherheit behaftet. Infolge von örtlichen Dickenabweichungen in den Wänden und Rippen bestand keine Sicherheit, daß man immer die wirkliche Spannung beziehungsweise Kraft oder das wirkliche Moment gefunden hatte. Bezüglich der Wände galt ferner, daß man nicht genau wußte, wo und in welcher Richtung die größte Kraft beziehungsweise das größte Moment erschien, bezüglich der Rippen, daß man nicht wußte, in welchen Punkten die extreme Spannung auftrat. Die Meßpunkte waren somit ziemlich willkürlich gewählt, ohne daß eine Kontrolle möglich war, ob die größten Spannungen tatsächlich beobachtet worden waren. Auch dürfte die Kraftverteilung bis zu gewissem Grade dadurch beeinflußt sein, daß das Verhältnis der Dehnungssteifigkeiten und das der Biegungssteifigkeiten von Wänden und Rippen im Modell nicht völlig mit denen in der Wirklichkeit übereinstimmten. Dennoch durfte man auf Grund der Meßresultate annehmen, daß die durchgeführten Messungen bei der gewählten Verteilung der Meßpunkte eine recht zuverlässige Vorstellung von der auftretenden Kraftverteilung bei Belastungen wie Eigengewicht, Wind und Schnee vermittelten.

Die belgische Kontrollbehörde hatte gefordert, daß bei einer Belastung durch das Eigengewicht zuzüglich einer verdoppelten Windbelastung (150 kg/m²) keine Kalamitäten auftreten durften. Um dies zu untersuchen, wurde im Modell auch diese Belastung angebracht; im Anschluß daran erfolgte noch eine Belastung mit dem 1,5-fachen Eigengewicht und einer noch etwas größeren Windbelastung. Selbst unter diesen Bedingungen war noch nichts Be-

[2] R. Hognestad, Field line theory for the ultimate flexural strength of reinforced concrete slabs, J. Amer. Concrete Inst., März 1953.
P. Lebelle, Calculs «à rupture» des hourdis et plaques en béton armé, Ann. Inst. Tech. Bâtiments et Trav. publ., Nr. 85, Januar 1955.

Carda

das
Schwingflügelfenster
für
moderne Bauten

Carda-Schwingflügelfenster bieten überzeugende Vorteile sowohl in Holzkonstruktion als auch mit äusserem Flügel in Leichtmetall.
Die Herstellung erfolgt in jeder gewünschten Grösse und Kombination, besonders auch als Fassadenelemente.
Informieren Sie sich bitte über die interessanten Einzelheiten; verlangen Sie unsere Prospekte.
Beispiel:
Hotel und Geschäftshaus
Walhalla St. Gallen
Arch. René Schneider SIA
Küsnacht ZH

Ernst Göhner AG Zürich
Telephon (051) 24 17 80
Hegibachstrasse 47
Vertretungen in Bern, Basel
St. Gallen, Zug, Lugano

Maurice Guyot S.A. Villeneuve VD
Tél. (021) 6 81 31 / 6 81 92
Fabricant de la fenêtre Carda
pour la Suisse romande

sonderes zu merken. Angesichts der Tatsache, daß die Knickbelastung dem Elastizitätsmodul proportional ist, bedeutete dies, daß eine monolithische Konstruktion aus einem homogenen Material, das dem Hookeschen Gesetz gehorcht und den gleichen Elastizitätsmodul wie Beton besitzt (mindestens 300 000 kg/cm²), eine Belastung von annähernd dem Dreifachen der obengenannten Belastungen vertragen kann. Es ist hier jedoch sofort zu bemerken, daß Beton weder homogen und elastisch ist noch dem Hookeschen Gesetz gehorcht. Erscheinungen wie Rißbildung, Plastizität und Kriechen können die wirkliche Bruchsicherheit wesentlich vermindern.

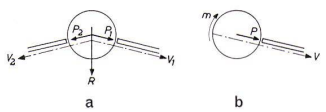
Die Deutung der letztgenannten, am Gipsmodell erhaltenen Resultate bleibt daher bei Anwendung auf eine Betonkonstruktion einigermaßen unsicher. Eine Rißbildung kann jedoch durch Vorspannung vermieden werden. Wie aus dem Folgenden hervorgeht, kann auch die Art und Weise, wie die Konstruktion ausgeführt wird, schließlich noch eine große Rolle spielen.

Untersuchung des Ausführungssystems (Sperrholzmodell)

Bei der bisher beschriebenen Untersuchung wurde davon ausgegangen, daß der Philips Pavillon eine monolithische Schalenkonstruktion werden sollte, deren Flächen überall etwa die gleiche Steifigkeit besitzen. Die «Strabed» beabsichtigte jedoch, die Schalenflächen aus vorfabrizierten Platten herzustellen, die erst auf einem Baugerüst in die richtige Lage gebracht und sodann mit Vorspanndrähten zu einem Ganzen zusammengepreßt werden sollten. Da man außerdem beabsichtigte, die Vorspanndrähte nur an der Innenseite anzubringen, warf diese Ausführungsmethode naturgemäß zusätzliche Probleme auf.

Die Theorie lautete, daß die Vorspannkraft, die durch die an der Innenseite gelegenen Drähte augenscheinlich exzentrisch angebracht wurde, dennoch zentrisch in die Wandfläche gelangen würde. Die Vorspanndrähte üben auf eine Rippe nämlich Kräfte V^1 und V^2 aus, die zu einer Resultierenden R zusammengesetzt werden können (Abb. 5a). Diese Resultierende R kann zerlegt werden in Kräfte P^1 und P^2, welche die Rippe auf die angrenzenden Wandflächen ausübt. Aus Abbildung 5a geht hervor, daß diese Zerlegung derart geschehen kann, daß die Druckkräfte P^1 und P^2 nahezu zentrisch in den Wandflächen liegen. Durch eine gewisse Freiheit in der Wahl der Vorspannkräfte kann außerdem die Lage der Kräfte P^1 und P^2 noch beeinflußt werden.

Schließt sich an eine Rippe nur eine einzige Fläche an, so kann durch eine Torsionsvorspannung in der Rippe (siehe Artikel IV) ein entgegengesetzt gerichtetes Moment m geliefert werden, so daß die Vorspannkraft V auch in diesem Fall als eine zentrische Druckkraft P in die Wandfläche gelangt (siehe Abb. 5b). Naturgemäß kann eine derartige Torsionsvorspannung auch dann als Hilfsmittel herangezogen werden, wenn an die Rippe zwei Wandflächen angrenzen.



5
Kräftespiel in einer Rippe, in einem Querschnitt betrachtet.

a
Rippe mit zwei anschließenden Schalen. Durch die an der Innenseite jeder Schale angebrachten Vorspanndrähte werden auf die Rippe die Kräfte V_1 und V_2 ausgeübt. Die Resultierende R hieraus kann zerlegt werden in die nahezu zentrisch angreifenden Druckkräfte P_1 und P_2, durch welche die Wände die Vorspannung erhalten.

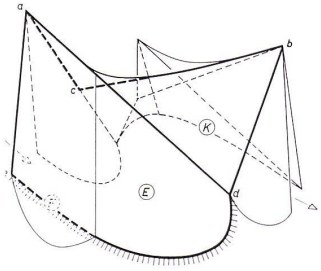
b
Rippe mit nur einer anschließenden Schale. Auch jetzt kann man dafür sorgen, daß eine zentrisch angreifende Druckkraft P auf die Schale wirkt, indem man außer der Kraft V der Vorspanndrähte eine Torsionsvorspannung mit einem Moment m in der Rippe anbringt.

Beim Anschluß der Wandfläche an den Boden kann durch eine besondere Fußkonstruktion, die mit dem Fundamentträger fest verbunden wird, ein Moment erzeugt werden, so daß auch hier die Vorspannkraft V als zentrische Druckkraft P in die Wandfläche eintritt.[3]

Beim Vorspannen einer Konstruktion erfährt diese Formänderungen. Wird das Auftreten dieser Formänderungen behindert, zum Beispiel durch ein relativ steifes oder starres Bauglied, so wird der Einfluß der Vorspannung sehr schwer übersehbar. Ein großer Teil der Vorspannkräfte wird in diesem steifen oder starren Glied «verschwinden» und nicht dorthin gelangen, wo man es wünscht. Aus diesen Gründen erschien es erforderlich, daß sich die Fußkonstruktion während des Vorspannens der Wandfläche frei verlagern können mußte.

Es wurde beschlossen, die Wirkung dieser Fußkonstruktion während des Vorspannens an einem gesonderten Modell zu untersuchen. Dieses Modell sollte gleichzeitig Aufschluß darüber geben, ob die Vorspannung in den Flächen wirklich zentrisch wirkt, wie oben angenommen wurde. Außerdem sollte man feststellen können, ob der Verlauf der Vorspannung in den Wandflächen mit dem Verlauf der Vorspannung übereinstimmt, die in den außerhalb der Wandflächen befindlichen Vorspanndrähten herrscht. Sollte dies nicht überall der Fall sein, so besteht in denjenigen Teilen, wo die innere (Druck-) Kraft je Längeneinheit in einem Querschnitt wesentlich größer ist als die äußere (Zug-)Kraft, die Gefahr, daß Knicken oder Beulung auftritt.

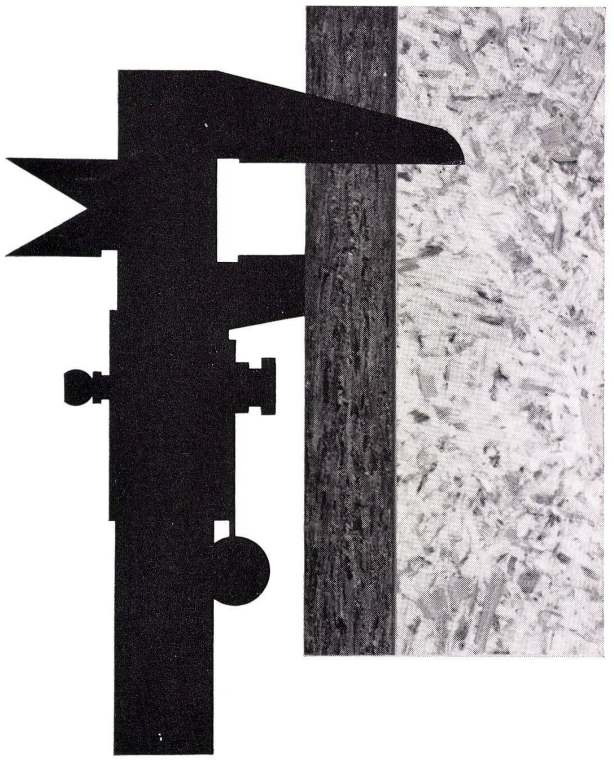
Aus dem Gipsmodell konnte bereits ein befriedigendes Bild von dem Verhalten der Konstruktion als Ganzes gewonnen werden. Da sich die oben angeführten Probleme auf Details bezogen, die mit der Ausführungsweise zusammenhingen, konnte man sich jetzt mit der Herstellung eines Modells von einem Teil des Philips Pavillons begnügen. Hierfür wurden die in Abbildung 6 mit E und K bezeichneten Flächen gewählt (vergleiche auch Abb. 18 in I); es wurden keinerlei Einzelheiten, wie die Gucköffnungen der Gerätekabine, die in der Mitte von Fläche E anschließende Außenwandfläche F und die Zwischendecken der Stockwerke in diesem Raum berücksichtigt. Erwartet wurde, daß für alle Flächen des praktisch ausgeführten Philips Pavillons günstigere Bedingungen gelten würden als für die beiden untersuchten Flächen, in denen unter anderem ein sehr hoher, beinahe ganz ebener Teil vorkam, so daß etwaige Schwierigkeiten des Ausführungssystems hier besonders deutlich zur Geltung kommen mußten.



6
Skizze des Philips Pavillons unter Angabe der Flächen E und K, von denen ein Sperrholzmodell hergestellt wurde (vgl. Abb. 18 in I). E wird von den Geraden ae und ad und der Hyperbel ed begrenzt, K von dem windschiefen Viereck acbd. In den Punkten a, b, c wurde das Modell durch vertikale Stangen gestützt.

[3] Bezüglich einer ausführlicheren Beschreibung dieser Prinzipien und Konstruktionen sei auf den Artikel IV verwiesen.

die Präzisionsplatte mit geschlossener Oberfläche



Als erstes Spanplattenwerk lancierten wir in der Schweiz die auf genaue Dicke geschliffene Spanplatte.
Die Vorteile sind:
keine Dickendifferenzen
schnelles Zusammenpassen ohne Überzähne
furnier- und streichfertige Oberfläche.
Weil die Homoplax-Oberfläche sich leicht und gut mit normalen Messern **hobeln** läßt, beziehen vor allem Serienfabrikanten die Platte auch ungeschliffen (Maßzugabe zirka 1,5 mm). Der Verarbeiter schneidet zuerst aus der ungeschliffenen Homoplax die benötigten Maße zu, um dann die ganze Serie genau auf die gleiche Dicke zu egalisieren (hobeln oder schleifen). Die auf diese Art erreichte Dickengenauigkeit wirkt sich beim Furnieren und dem Zusammenbau der Möbelteile sehr vorteilhaft aus.

Bündner Spanholz

Homoplax

Hart	
Verwendung:	für allseitige Bearbeitung
Mittellage:	kompakt, absolut schraub- und nagelfest
Oberfläche:	feinspänig, geschlossen für Direktveredelung
Leicht	
Verwendung:	glatte Flächen mit Umleimer
Mittellage:	leicht porös, gute Schraub- und Nagelfestigkeit
Oberfläche:	feinspänig, geschlossen für Direktveredelung
Einschicht	
Verwendung:	für Mittellagen, Verschalung, Furnieren von 0,9 mm Furnierstärke aufwärts
Mittellage:	porös, nur bedingt nagel- und schraubfest
Oberfläche:	leicht porös, grobspäniger
Extraleicht	
Verwendung:	für Mittellagen von Türen und Trennwänden, hohe Wärmeisolation
Mittellage:	sehr porös, nicht nagel- und schraubfest
Oberfläche:	leicht porös

Verlangen Sie eine kostenlose und unverbindliche Beratung durch unseren technischen Dienst. (Dieser steht Ihnen mit seiner reichen Erfahrung gerne zur Lösung von speziellen Problemen zur Verfügung.)

Spanplattenwerk Fideris
Aktiengesellschaft
Fideris-Station GR Tel. 081/5 44 63

Um die Ausführung gut nachahmen zu können, wurde das Modell in ziemlich großem Maßstab hergestellt (1:10). Als Modellwerkstoff wurde Sperrholz benutzt; die «Platten» aus diesem Material wurden Stück für Stück mit einem diagonal angebrachten Klötzchen in die richtige Sattelform gebogen und genau passend gemacht (Abb. 7, 8 und 9). Jede der Platten hatte eine Größe von etwa 1 dm²; es ist wohl klar, daß die Herstellung des Modells, das 2 m hoch und 3 m lang und somit aus mehreren hundert Platten zusammengesetzt werden mußte, viel Arbeit mit sich brachte. Als «Vorspanndraht» wurde ein vorgedehnter Nylondraht benutzt, mit dem in ziemlich einfacher Weise ein wirklichkeitsgetreues Vorspannsystem verwirklicht werden konnte.

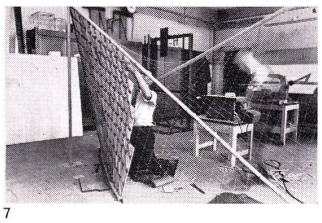
Da das benutzte Sperrholz einen Elastizitätsmodul von 165 000 kg/cm² besaß, das heißt etwa die Hälfte des entsprechenden Wertes von Beton, wurden sowohl die Vorspannung als auch die Belastungen halb so groß gehalten wie in Wirklichkeit. Die zu Beginn dieses Artikels besprochenen Modellregeln lehren, daß dann sowohl Knickerscheinungen wie auch Bruch (in den Fugen) im Modell in analoger Weise wie in der wirklichen Konstruktion auftreten müssen. Die Verformungen werden ungefähr im Maßstab 1:10 verkleinert wiedergegeben.

Es leuchtet wohl ein, daß mit einem derartigen Modell auch ohne viele Messungen wichtige Erkenntnisse bezüglich des Verhaltens der Konstruktion während des Vorspannens gewonnen werden konnten. Dementsprechend wurden an diesem zweiten Modell nicht so viele Messungen vorgenommen wie am Gipsmodell, sondern das Schwergewicht der Untersuchung wurde auf die visuelle Beobachtung des Modellverhaltens unter verschiedenen Bedingungen gelegt.

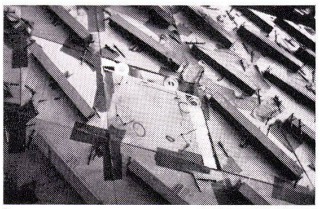
Die Sperrholzbrettchen, aus denen das Modell aufgebaut wurde, wurden vorläufig mit Klebeband lose zusammengehalten (Abb. 8). Darauf wurde gleichmäßig die Vorspannung angebracht (Abb. 10). Ursprünglich wurden dabei die im Modell vorkommenden, an einer Seite freien Rippen durch die Vorspannung exzentrisch auf Torsion beansprucht. Hierbei beulte sich ein Teil der steil ansteigenden Fläche durch. Um dies zu vermeiden, war es notwendig – wie bereits oben anhand von Abbildung 5b erläutert –, auf diese Rippen Torsionsmomente wirken zu lassen, und zwar Momente von gleicher Größe, wie sie von der Vorspannung der angrenzenden Fläche, die im Modell nicht vorhanden ist, ausgeübt werden würden. Diese Torsionsmomente wurden dadurch zustande gebracht, daß senkrecht an den Rippen eine große Anzahl Speichen befestigt wurden (siehe auch Abb. 9), an deren Ende man jeweils Kräfte angreifen ließ, die sowohl senkrecht zu den Rippen als auch senkrecht zu den Speichen gerichtet waren. Diese Kräfte wurden durch Schnüre ausgeübt, die über Rollen geleitet und an Gewichte gehängt wurden (Abb. 11). Nachdem diese Verbesserung vorgenommen war, verlief das Vorspannen im weiteren ohne Schwierigkeiten.

Das Ergebnis dieses Versuchs war völlig befriedigend. Es zeigte sich, daß die Vorspannung tatsächlich in der erwarteten Weise wirkte, desgleichen der verschiebbare untere Rand.

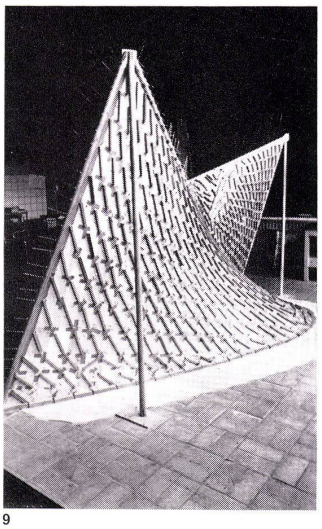
Obgleich das Modell bezüglich der Kraftwirkung bei Belastung nicht ganz mit den wirklichen Verhältnissen vergleichbar war, erschien es doch interessant, eine dem Eigengewicht und dem Winddruck entsprechende Belastung anzubringen. Die Belastung durch Eigengewicht war nämlich noch nicht vorhanden, da das Gewicht der Sperrholzbrettchen nur etwa $^1/_{25}$ des Eigengewichtes je Flächeneinheit der wirklichen Konstruktion betrug, während (wegen des niedrigeren Elastizitätsmoduls des Modells) die Hälfte des wirklichen Eigengewichtes je Flächeneinheit angebracht werden mußte. Die noch fehlende Belastung wurde mit Hilfe von kleinen Sandsäcken zustande gebracht, die langsam und gleichmäßig zunehmend an beide Wandflächen gehängt wurden (Abb. 12). Nachdem die Belastung beinahe den vollen Wert $^1/_{25}$ des Eigengewichtes) erreicht hatte, beulte sich plötzlich die untere Flä-



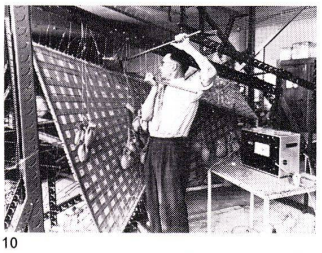
7
Das Sperrholzmodell im Bau. In ähnlicher Weise wie später bei der wirklichen Ausführung werden hier die Platten auf Hilfsdrähten aneinandergereiht, die gemäß Erzeugenden der Hypparflächen zwischen den zuvor aufgestellten Rippen gespannt sind.



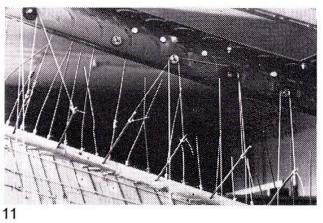
8
Detail einer Wand des Sperrholzmodells, zur Veranschaulichung der Weise, wie die einzelnen Sperrholzbrettchen in die Form eines bestimmten Teils der Sattelfläche gebogen wurden. (In der Mitte des Photos ein Meßelement zur photoelastischen Spannungsuntersuchung.)



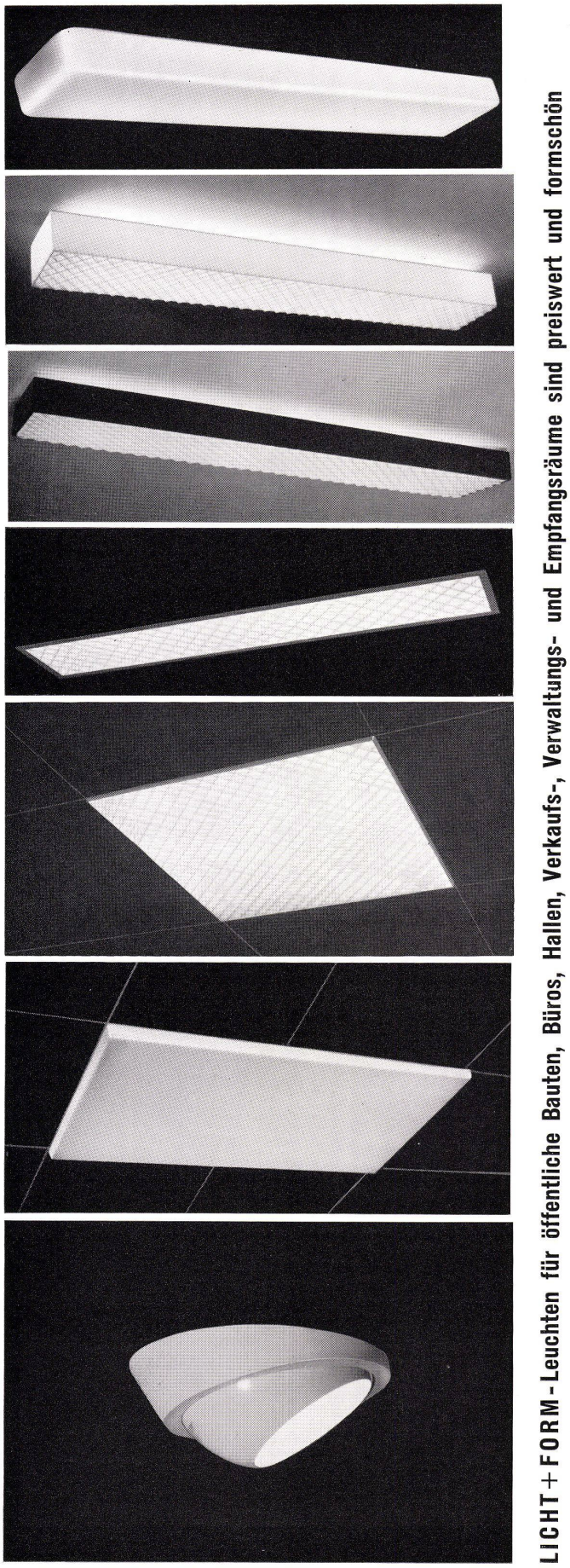
9
Das fertige Sperrholzmodell.



10
Das Vorspannen des Sperrholzmodells.



11
An den freien Rippen, an die sich im Modell keine zweite Hypparfläche anschließt, sind Speichen angebracht worden, mit denen man gemäß Abb. 5b auf die Rippen Momente zur Aufhebung der von den Vorspanndrähten ausgeübten Torsionsmomente wirken lassen kann. Hierzu läßt man auf die Speichen Zugkräfte wirken, ausgeübt durch über Rollen laufende, mit kleinen Sandsäcken belastete Schnüre (siehe auch Abb. 10).



LICHT+FORM-Leuchten für öffentliche Bauten, Büros, Hallen, Verkaufs-, Verwaltungs- und Empfangsräume sind preiswert und formschön

LICHT+FORM MURI-BERN

LICHT+FORM MURI-BERN

STANKIEWICZ-VON ERNST & CIE TEL. 031/4 47 11

Beleuchtungskörper-Fabrik und lichttechnisches Büro

che E nach außen durch, und zwar in der Nähe des Bodens entlang einer nahezu horizontalen Fuge in dem ebenen, steilen, hoch ansteigenden Wandteil. Dieses Durchbeulen kam ganz unerwartet. Ursprünglich war angenommen, daß gerade der nahezu horizontale Teil der gleichen Fläche viel gefährlicher sein würde. Daher war im Modell der steile Wandteil viel einfacher aufgebaut worden als im wirklichen Pavillon; insbesondere war, wie bereits erwähnt, die an dieser Stelle anschließende Außenwandfläche F weggelassen (siehe Abb. 6). So konnte also aus der beobachteten Durchbeulung nicht der Schluß gezogen werden, daß der Philips Pavillon sein Eigengewicht nicht würde tragen können, wenn auch das Auftreten einer derartigen Erscheinung am Modell eine gewisse Warnung enthielt.

Das Modell wurde nach dem Auftreten der Ausbeulung wieder entlastet. Es nahm aber erst nach Entfernen der Belastung von der oberen Fläche K wieder seine ursprüngliche Form an, woraus abgeleitet werden konnte, daß die Lagerreaktion dieser Fläche eine wichtige Rolle gespielt hatte. Diese obere Fläche K dürfte, wegen des Fehlens der anschließenden Fläche, weniger als Schale, sondern mehr als Platte gewirkt haben, das heißt der Spannungszustand enthielt nicht ausschließlich Kräfte und Reaktionen, die in der Fläche selbst lagen (Membranspannungszustand), sondern auch Biegemomente und Reaktionen senkrecht zur Fläche.

Anschließend wurde die ausgebeulte Fläche mittels zwei Rippen verstärkt, um den Einfluß der anschließenden Fläche F nachzuahmen; dadurch wurde eine der Wirklichkeit besser entsprechende Steifigkeit erhalten. Nunmehr war die Konstruktion bei Belastung mit dem Eigengewicht und selbst bei sehr schwerer Windbelastung von beiden Seiten gut imstande, alle Kräfte aufzunehmen (Abb. 13). Schließlich wurde das Modell noch überbelastet, indem man eine Anzahl Personen auf das Modell klettern ließ (etwa bis zum 1,5-fachen des Eigengewichtes). Obgleich dies eine äußerst schwere Belastung darstellte, war das Modell noch imstande, Stoß- und Windbelastungen aufzunehmen, so daß gesagt werden darf, daß das Modell diese Kraftprobe gut überstanden hat (Abb. 14).

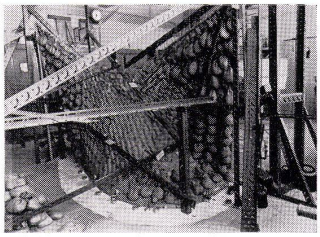
Im Hinblick auf die wirkliche Konstruktion sah dieses Ergebnis somit recht hoffnungsvoll aus, wenn auch die anfangs durch das Eigengewicht hervorgerufene Knickerscheinung auf die Möglichkeit einer Gefahr hinwies. In diesem Zusammenhang ist jedoch die Fugenkonstruktion von entscheidendster Bedeutung, und gerade diese konnte im Modell unmöglich völlig realistisch ausgeführt werden.

Es schien wünschenswert, durch ergänzende Versuche näher auf die Knicksicherheit einer aus Platten aufgebauten Wand einzugehen. Hierzu fehlte jedoch die Zeit. Nach Rücksprache mit Le Corbusier entschied Philips sich lieber dafür, Vorspanndrähte auch an der Außenseite des Gebäudes anzubringen. Wir hatten den Eindruck, daß der Zusammenhalt der Wandflächen hierdurch hinreichend vergrößert werden würde. Der Bau des Philips Pavillons konnte daher im Vertrauen auf gutes Gelingen in Angriff genommen werden.

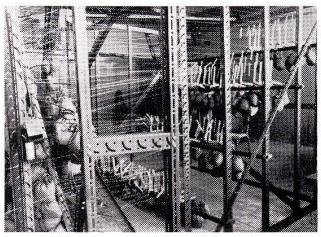
IV. Die Konstruktion des Pavillons in vorgespanntem Beton

H. C. Duyster

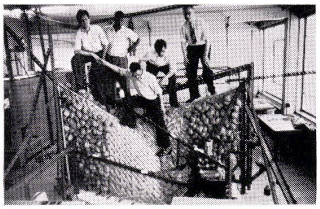
Als uns der Philips Konzern aufforderte, einen Vorschlag zu unterbreiten, wie der von Le Corbusier und Xenakis entworfene Pavillon gebaut werden könnte, dachten wir sogleich an eine Konstruktion aus freitragenden Betonschalen mit einer Dicke von nicht mehr als das Minimum von 5 cm, wie es von den Schalltechnikern für die Entschallung gefordert wurde. In dem uns vorgelegten Entwurf (siehe Art. I, Abb. 15 bis 19) hatten nämlich die Wände die Form von hyperbolischen Paraboloiden



12
Das Sperrholzmodell beim Anbringen einer Belastung entsprechend dem Eigengewicht.



13
Anordnung zum Anbringen der Windbelastung (Zugkräfte, ausgeübt von Sandsäcken und übertragen durch Schnüre, die über Rollen laufen).



14
Das Sperrholzmodell unter einer schweren Überbelastung!

oder von Flächen, die in hyperbolische Paraboloide umgeformt werden konnten. Aus der bei verschiedenen ausgeführten Bauwerken gesammelten Erfahrung sowie auf Grund von alten und neuen theoretischen Betrachtungen[1] waren uns die ausgezeichneten Festigkeits- und Steifheitseigenschaften der nach hyperbolischen Paraboloiden geformten Schalen (Hyparschalen) bekannt. Auch ohne eine genaue Analyse konnten wir uns eine Vorstellung von den Spannungen und Verformungen machen, die bei bestimmten Belastungen des entworfenen Bauwerkes auftreten würden, und auf Grund dieser Vorstellung konnten wir mit Hilfe elementarer Berechnungen die Festigkeit abschätzen, die in den verschiedenen Punkten erforderlich sein würde.

Auf die weitere Geschichte des Zustandekommens des Pavillons, die exakteren Berechnungen von Professor Vreedenburgh, die Umgestaltung des ersten Entwurfs von Xenakis, die Versuche am Modell in dem Forschungsinstitut T.N.O. für Baumaterialien und Baukonstruktionen, usw., wollen wir hier nicht eingehen, da ja darüber in den vorhergehenden Artikeln dieses Heftes (I, II, III) ausführlich berichtet worden ist. Wir wollen uns auf die Fragen beschränken, die mit der Ausführung des Gebäudes in vorgespanntem Beton zusammenhängen.[2]

Weshalb Vorspannung?

Es ist vielleicht nicht überflüssig, hier ganz kurz zusammenzufassen, welches der Grundgedanke beim Vorspannen von Beton ist. Beton kann sehr große Druckspannungen sicher aushalten: bei guter Qualität (d. h. guten Ausgangsstoffen und sorgfältiger Verarbeitung) bis zu 150 kg/cm². Zugspannungen dagegen ist Beton wesentlich weniger gut gewachsen. Um Be-

[1] Siehe Artikel II dieser Serie sowie die dort angegebene Literatur (Heft 7/1959).

[2] Die wichtigsten technischen Besonderheiten der Ausführung wurden mitgeteilt in: H. C. Duyster, Cement 9, 447–550, 1957 (Nr. 11–12).