

Scheiben und Schalen im Eisenbetonbau

Autor(en): **Petry, Wilhelm**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **1 (1932)**

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-528>

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.

(Fig. 15) Construction plus moderne avec chapiteaux élancés : Entrepôts à Chiasso.

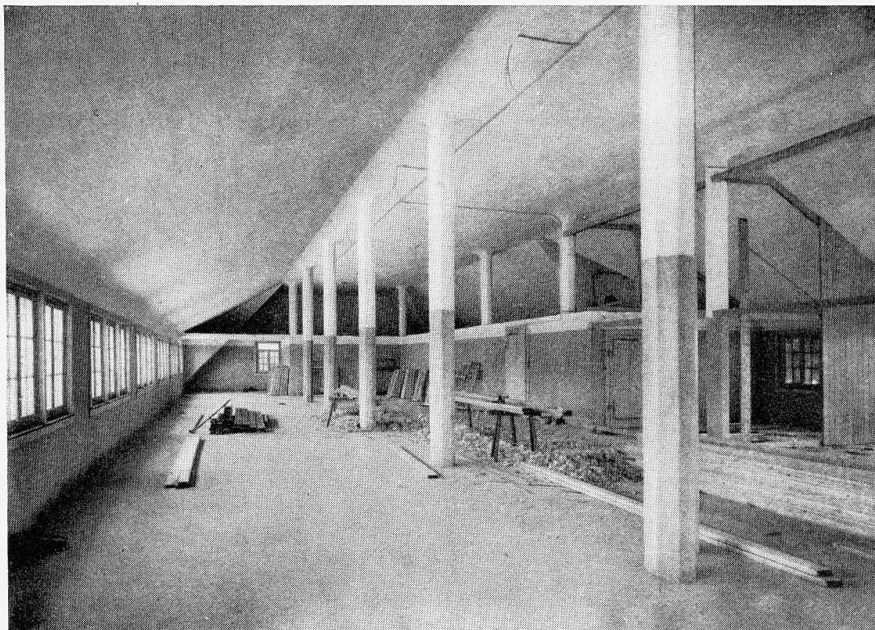


Fig. 18. — Nouveau bâtiment de la fabrique Felber et C^{ie}. Wädenswil.
Fabrikneubau Felber und Co., Wädenswil.
New Factory Building, Felber & Co., Wädenswil.

(Fig. 16) Nouvelle Poste à Zürich. Portées très inégales (5,00 et 10,00 m.) avec chapiteaux asymétriques.

(Fig. 17) Garage à Zürich, portée 10,00 m. pour 1000 kg/m² de surcharge.

(Fig. 18) Une dalle épousant la forme d'une toiture inclinée.

II 4

PAROIS ET VOÛTES MINCES EN BÉTON ARMÉ. *SCHEIBEN UND SCHALEN IM EISENBETONBAU.* SLABS AND STRUCTURES WITH THIN PARTITIONS.

Dr. Ing. **Wilhelm PETRY**,
Geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins,
Oberkassel-Siegkreis.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 267. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 267.* — See also
« Preliminary Publication », p. 267.

Es handelt sich um räumliche Tragwerke, bei denen die Lastübertragung im wesentlichen nur durch Dehnungskräfte bewirkt wird, während die Biegespannungen kaum eine Rolle spielen. Solche Flächentragwerke können aus ebenen Scheiben oder aus gekrümmten Schalen bestehen.

Das Wesentliche bei den Scheiben ist die Beanspruchung in der Scheibenebene. Hier tritt das Problem der tragenden Wand auf, d. h. eines Trägers, dessen Höhe im Verhältnis zur Spannweite gross ist.

Im Jahre 1923 veröffentlichte Dr. Bleich eine Arbeit im « Bauingenieur », die die Unterlagen für die Berechnung von durchlaufenden wandartigen Trägern enthält. Auf dem Wiener Kongress 1928 teilte Dr. Craemer die Ergebnisse einer statischen Untersuchung eines hohen wandartigen Trägers mit, der sich bei feldweise wechselnder Belastung über unendlich viele Felderreihen erstreckt. In der Aussprache erhob Professor Bortsch Bedenken gegen den von Dr. Craemer vorgetragenen Rechnungsgang und dessen Ergebnisse, da er bei seinen Berechnungen zu anderen Ergebnissen gelangt war.

Im Jahre 1927 untersuchten Prof. Dr. Kármán und F. R. Seewald das gleiche Problem mit Hilfe von Einflusslinien. Die Spannungen ergaben sich als Summe einerseits der Biegungsspannungen nach dem Navierschen Biegungsgesetz und andererseits der Spannungen, die sich aus der Einführung der Säulenlast in der Scheibe ergeben.

Das noch ungelöste Problem einer rechteckigen Scheibe, die als frei aufliegender Träger zwischen zwei Stützen wirkt, behandelte mit einem Näherungsverfahren Dr.-Ing. Bay 1930/31. Er fand, dass bei der freiaufliegenden Wand nur ein quadratisch begrenzter Teil über der Unterkante der Wand bei der Aufnahme der Biegungs- und Schubspannungen mitwirkt.

Vergleicht man dieses von Dr. Bay entwickelte Bewehrungsbild für mehrfeldrige Silowände (Abb. 1) mit der vor mehr als zwanzig Jahren ausgeführten Bewehrung der Trägerwände und der angehängten Trichter eines Zementsilos in Hagendingen (Abb. 2), so kann man eine weitgehende Uebereinstimmung feststellen. Gesundes konstruktives Gefühl hat dort den richtigen Weg gewiesen. Zur Ermittlung der Eiseneinlagen wurde ein geschätzter Teil der Wandhöhe als Träger berechnet und in diesen auch die Aufhängeeisen für die Trichter hineingeführt.

Ein Flächentragwerk entsteht, wenn man zwei oder mehrere Scheiben in den Längskanten miteinander verbindet. Das Wesentliche ist dabei die systematische Ausnutzung der Trägerwirkung aller Wandflächen unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Verbindung, also der Zusammenhang der Wände und ihr Zusammenwirken.

Die Theorie dieser Flächentragwerke wurde, unabhängig voneinander und mit etwa gleichen Ergebnissen, von Dr. Ing. Craemer und von Dipl. Ing. Ehlers aufgestellt. Gewisse Meinungsverschiedenheiten sind noch vorhanden. Allein mit Hilfe von theoretischen Untersuchungen, die ein homogenes Material voraussetzen, wird das Problem wohl kaum zu lösen sein, sondern es werden Versuche hinzukommen müssen.

Im Bunkerbau wird die fortschreitende Entwicklung gut gekennzeichnet durch die Gegenüberstellung dieser Querschnitte ausgeführter Bauten. (Abb. 3).

Bunker A stammt aus dem Jahre 1915. Er enthält im Innern zur Aussteifung ein umfangreiches System von Rippen und Querträgern, ja sogar noch von Längsträgern, um wieder diese Rippen auszusteifen. Schwere Bodenträger sind vorhanden, auf denen die Last des gesamten Bunkerinhaltes ruht.

Beim Bunker B aus dem Jahre 1921 sind die Bodenträger verschwunden

und durch die schrägen Bodenflächen selbst ersetzt. Die senkrechten Wände sind aber auch hier noch für sich, also ohne Berücksichtigung des Zusammenhanges mit den schrägen Bodenflächen, betrachtet worden; dies zeigt sich äusserlich in den Verstärkungen am Fuss dieser Wände.

Bei dem Bunker C aus dem Jahre 1925 wird das gesamte Tragwerk in senkrechter und waagrechter Richtung ausschliesslich von den Wand- und Bodenflächen selbst gebildet, die unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Verbindung als zusammenhängendes Flächentragwerk aufgefasst sind. Rippen oder Träger sind nicht vorhanden.

Abb. 4 zeigt den Entwurf eines Daches als Flächentragwerk von Dr. Craemer (« Faltwerk ») mit $30,00 \times 24,00$ m Spannweite. An seinen Enden ruht das Flächentragwerk auf Eisenbetonwänden.

Die grösste Ausführung dieser Art in Deutschland ist das Dach über dem Betriebsgebäude des Milchhofes in Nürnberg mit einem freien Raum von $24,00 \times 24,00$ und zum Teil $37,00 \times 24,00$ m Weite (Abb. 5). Zur Ueberdachung dieses Raumes wurden ebenflächige, waagerechte und schräge Wände so zusammengeschlossen, dass sie im gegenseitigen Zusammenwirken ihre Lasten auf wenige Punkte übertragen.

Sind die Flächen räumlicher Tragwerke nicht eben sondern gekrümmt, so sprechen wir von Schalen. Dr.-Ing. Dischinger hat in einer Arbeit « Eisenbetonschale als Raumträger » nachgewiesen, dass bei Schalenkuppeln mit runden Grundrissen (Rotationsschalen) grosse Säulenabstände dadurch erzielt werden können, dass Ring und Schale zwischen den Säulen als einheitlicher Raumträger zusammenarbeiten. Um diese Tragwirkung zu erreichen, ist es notwendig, die Schale am Kämpfer kräftig auszusteiern.

Ein Beispiel ist der Querschnitt einer Rotationskuppel von 75,00 m Spannweite (Abb. 6), die auf 6 Säulen mit einem Abstand von 40,00 m aufgelagert ist. Ausgesteift wird die Rotationsschale durch die horizontale Decke des breiten Umbaues.

In den letzten Jahren sind nach den Vorschlägen von Dr. Dischinger vielfach zylindrische, quer versteifte Schalendächer über rechteckigen Grundrissen und Vieleckskuppeln, die aus versteiften Zylinderschalen zusammengesetzt sind, erbaut worden.

Die Querschnittsform der Schalen ist heute meist ein ganz flaches Kreissegment mit hohen Randbalken (Abb. 7). Das schwierige Randproblem ist von Dr. Ing. Finsterwalder in einer Arbeit « Eisenbeton als Gestalter » gelöst worden.

Der kühnste Bau, der nach dem Schalensystem ausgeführt wurde, ist die Grossmarkthalle in Budapest (Abb. 8). Bei ihr besitzen die Tonnen eine Spannweite von 41,00 m bei einer Schalendicke von 0,06 m.

Den richtigen Eindruck vom Wesen dieser Dachform vermittelt erst ein Blick in das Innere des Bauwerkes (Abb. 9). Die Spannweite in der Wölbrichtung tritt vollkommen zurück gegenüber der Spannweite senkrecht zur Wölbrichtung. Nicht ein Gewölbestreifen bildet das Bauelement, sondern ein ganzer Zylinderabschnitt, dessen Ränder ausgesteift sind.

Durch Verschneidung solcher Tonnengewölbe und Aussteifung der Schnittgrate lassen sich Kuppeln über rechteckigen oder vieleckigen Grundrissen

herstellen. Die bekanntesten Bauten dieser Art sind die 76,00 m weit gespannten Kuppeln über der Grossmarkthalle in Leipzig mit 0,09 m Schalendicke und die 60,00 m weit gespannte Kuppel über der Grossmarkthalle in Basel mit 0,085 m Schalendicke (Abb. 10).

Infolge der Kuppelwirkung entstehen, ebenso wie bei einer Rotationsschale, Ringkräfte, durch die die Grate biegungsfrei gehalten werden. Zu dieser Kuppelwirkung tritt jedoch noch eine Trägerwirkung hinzu, denn die durch die Grate ausgesteiften zylindrischen Schalengewölbe wirken als grosse Raumträger zwischen den Graten und übertragen die Lasten der Dachfläche nach den Graten und durch diese nach den Ecksäulen. In dieser Vereinigung von Kuppel- und Trägerwirkung liegt der wesentliche Vorteil dieses Kuppelsystems gegenüber den bisherigen Rotationsschalen. Bei grossen Spannweiten kommen doppelt gekrümmte Schalen in Frage. Bei diesen spielen die Biegemomente nur noch eine ganz untergeordnete Rolle; die Dehnungskräfte werden wesentlich geringer und die Knicksicherheit erheblich grösser.

Eine derartige Kuppel mit quadratischem Grundriss (Abb. 11) steht als Modell in Wiesbaden-Biebrich. Die Kugelschale wird auf allen 4 Seiten durch vertikale Binderscheiben begrenzt. Die Binderscheiben wirken mit der Schale zusammen als ein einheitlicher grosser Raumträger, der die gesamten Lasten bei ganz geringen Dehnungsspannungen nach den 4 Eckpunkten abträgt. Die Grundfläche dieser Modellkuppel beträgt $7,30 \times 7,30$ m, die Schalendicke 0,015 m; sie ist am Uebergang zu den Bindern auf 0,025 m verstärkt. Die Schale ist durch ein 3 mm Maschennetz bewehrt, und an den Ecken sind Zulageeisen angeordnet. Bei der Probelastung wurde diese nur 0,015 m starke Kuppel mit 300 kg/m^2 sowohl ganzseitig wie auch halbseitig belastet; ausser dem wurde ein Belastungsversuch mit 50 dicht beieinanderstehenden Menschen durchgeführt. Die Schale blieb dabei vollkommen rissfrei.

Dieses Kuppelsystem ist auch sehr geeignet für die Herstellung von Vieleckskuppeln (Abb. 12). Es lassen sich damit noch wesentlich grössere Säulenabstände erzielen, als mit den vorher genannten Vieleckskuppeln, die aus versteiften Zylinderschalen zusammengesetzt sind. Zusammenfassend kann man sagen, dass im Eisenbetonbau durch die bewusste Ausnutzung des streng genommen meist vorhandenen räumlichen Spannungszustandes im letzten Jahrzehnt gewaltige Fortschritte erzielt worden sind. Es liegt kein Anzeichen dafür vor, dass diese Entwicklung bereits abgeschlossen ist.

Traduction.

Il s'agit ici d'éléments portants spatiaux, dans lesquels les efforts de transmission des charges se manifestent principalement sous forme de contraintes d'allongement, les contraintes de flexion n'intervenant qu'à peine. Ces éléments peuvent être constitués soit par des parois planes, soit par des voûtes minces.

La considération la plus importante, dans les parois planes, est celle des contraintes se manifestant dans le plan de la paroi. C'est ici que se pose le problème de la « paroi portante », c'est-à-dire d'un élément dont la hauteur est considérable par rapport à la portée.

En 1923, le Dr Bleich publiait dans « Bauingenieur » une étude qui contenait