Participants in the discussion of question II3

Objekttyp: **Group**

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

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

PDF erstellt am: **25.05.2024**

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

linéaire de charge ayant une faible longueur b_1. En ce qui concerne les moments principaux, on a les relations :

$$M_1 = \alpha_1 \psi P \qquad M_2 = \alpha_2 \psi P$$

dans lesquelles ψ est donné en fonction de $\frac{b_1}{b}$ par le tableau suivant :

$\frac{b_1}{b}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{24}$
ψ	0,2733	0,3370	0,3517

α_1 et α_2 désignant par ailleurs les coefficients théoriques suivants :

$$\alpha_1 = \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}\left(1 + \frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right) \qquad \alpha_2 = \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\left(1 + \frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right)$$

En effectuant les calculs avec $m_1 = m_2 = 6$, on arrive au tableau suivant :

$\frac{B_1}{B_2}$	3	2	1	1/2	1/3
α_1	1,696	1,469	1,167	0,940	0,833
α_2	0,833	0,940	1,167	1,469	1,696

On peut conclure de ce tableau que si, par exemple, la rigidité de flexion B_1 est égale à la moitié de B_2 la valeur du coefficient numérique correspondant à M_1 se trouve réduite d'environ 20 %, tandis que celle du coefficient qui correspond à M_2 est augmentée d'environ 26 %. L'influence de l'inégalité des rigidités de flexion devient déjà si nettement importante qu'il ne serait plus possible, même pour les besoins de la pratique, de traiter la dalle comme isotrope.

De tels calculs montrent toujours que les deux moments fléchissants s'adaptent dans une certaine mesure aux rigidités de flexion.

Participant à la discussion.
Diskussionsteilnehmer.
Participant in the discussion.

R. MAILLART,
Genève.

Afin de soulager les sommiers que l'on jugeait indispensables au commencement du siècle, on imagina entre autres d'en multiplier le nombre en les disposant, non seulement dans les deux sens principaux, mais aussi dans celui des diagonales (Fig. 1). Très onéreux au point de vue coffrage, ce genre de

construction n'a pas duré, mais la même idée est certainement à l'origine de la construction américaine des dalles-champignons. En exagérant la largeur des poutres au profit d'une réduction de leur hauteur, les espaces triangulaires compris entre ces poutres finissent par disparaître. La dalle qui en résulte est

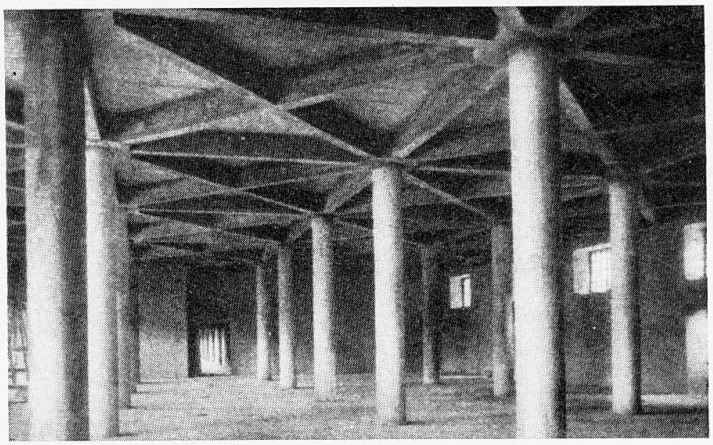

Fig. 1.

formée de tranches orientées et armées dans les quatre directions principales (Fig. 2). Ce système n'a été connu en Europe qu'après la parution, en 1909, de l'ouvrage de Turner : « Concrete Steel Construction ».

Par l'emploi de plaques de grande portée, toujours préférable au système

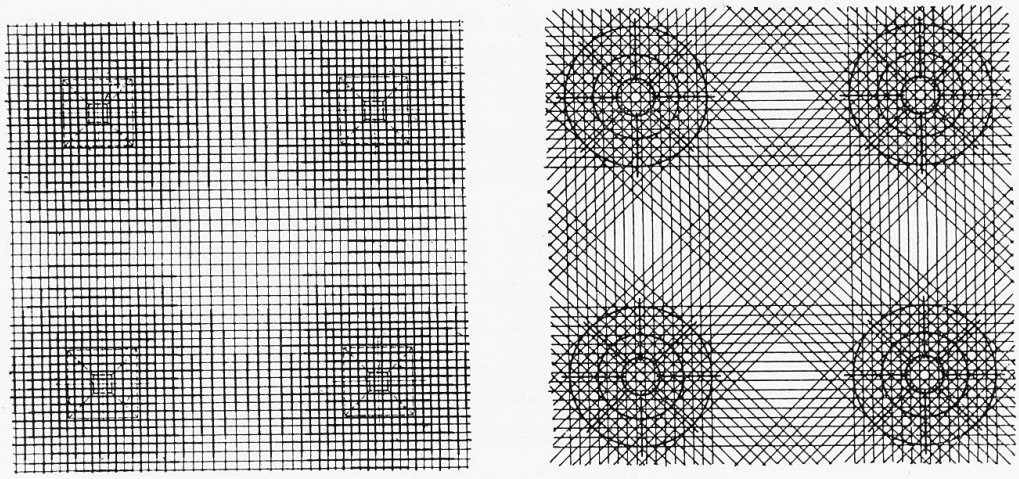

Fig. 2.

des nervures multiples, je fus conduit à la conclusion que la dalle en béton armé pouvait et devait être considérée elle-même comme un élément constructif, contrairement aux théories habituelles, copiées de la construction en bois ou en fer, et traitant la dalle comme une juxtaposition d'éléments en forme de poutres. Dès lors, l'emploi d'une dalle placée directement sur des colonnes sans l'intermédiaire de poutres pouvait donner des résultats intéressants.

J'admis à priori que deux directions d'armatures devaient suffire pour supporter les fléchissements en tous sens, puisqu'il est possible d'armer obliquement

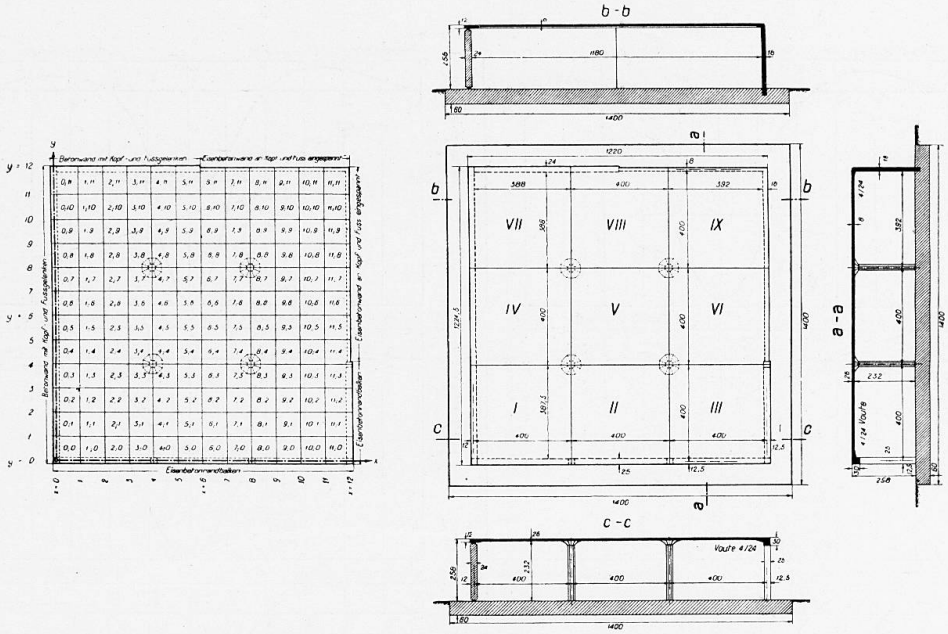

Fig. 3. —Mur de béton avec articulations en tête et en pied = Betonwand mit Kopf- und Fussgelenken = Concrete wall with joints at top and bottom.
Mur de béton armé avec encastrement en tête et en pied = Eisenbetonwand an Kopf und Fuss eingespannt = Reinforced concrete wall fixed at top and bottom.
Poutre d'angle en béton armé = Eisenbetonrandbalken = Reinforced concrete angle beam.

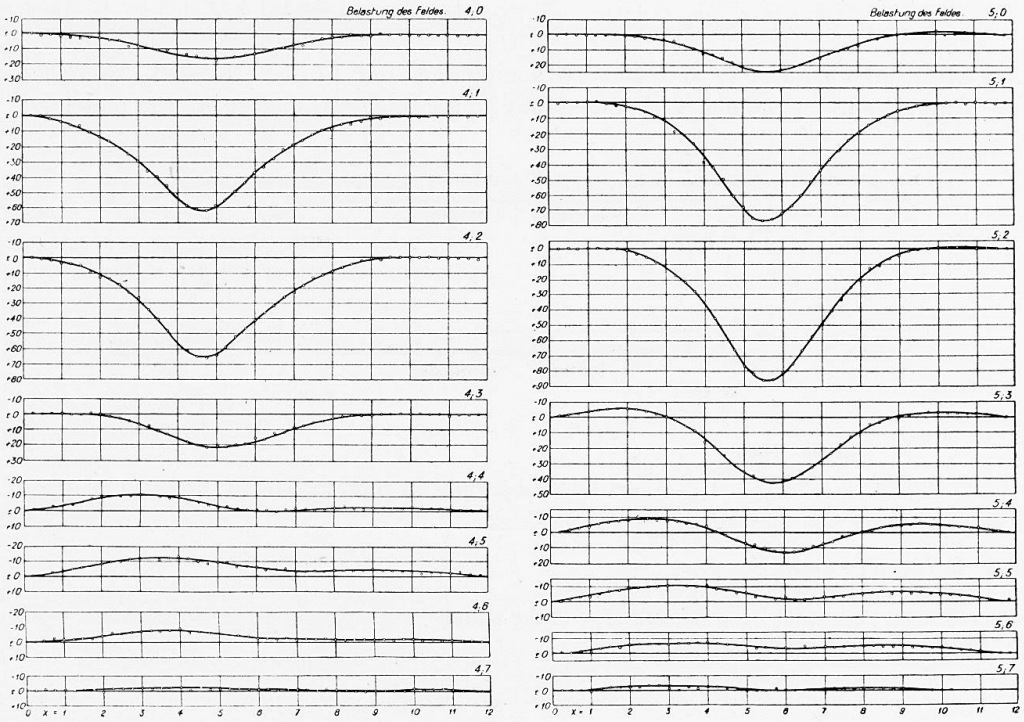

Fig. 4. — Charge sur le panneau = Belastung des Feldes = Loading of the panel.

une dalle portant sur deux appuis parallèles, en utilisant le métal déployé, par exemple. Cette conception, qui supprime la nécessité de faire courir les arma-

tures d'une tête de pilier à l'autre, constitue la différence fondamentale entre ce système et celui qui est préconisé en Amérique.

Dans le seul but de pouvoir juger de la tenue générale d'une telle construc-

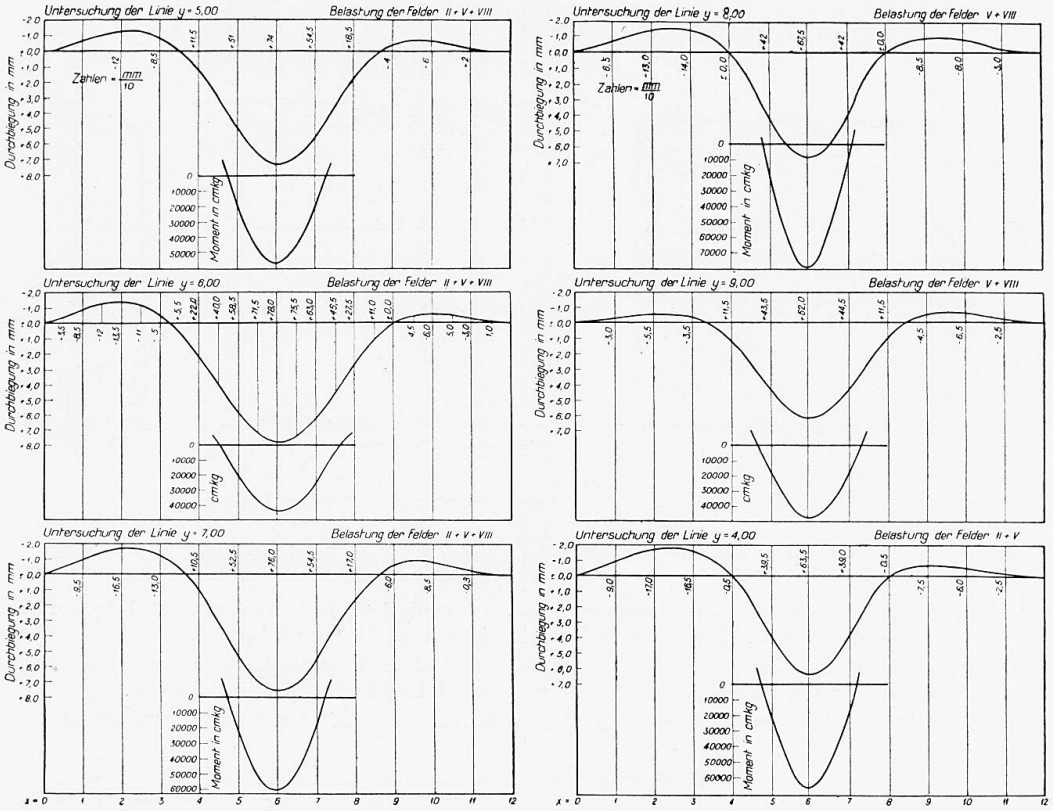

Fig. 5. — Étude de la courbe de flexion = Untersuchung der Linie = Investigation of the lines. Charge sur les panneaux = Belastung der Felder = Loading of the panels.

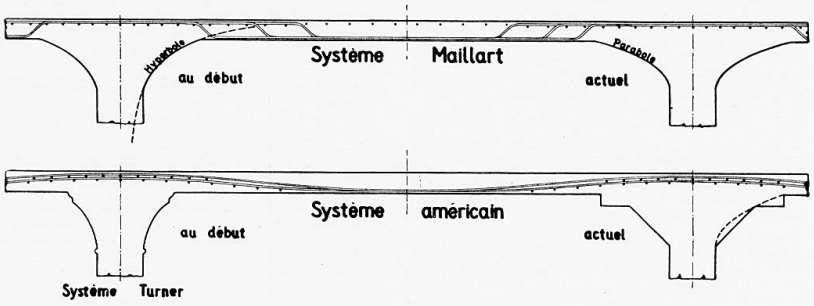

Fig. 6. — Flèche en mm. = Durchbiegung in mm. = Deflection in mm.

Suite de la légende de la fig. 7.

Sens l_1 — Richtung l_1 — Direction l_1 ; d^s l'axe colonne — in Säulenaxe — in column axis ; au quart — im Viertel — at a quarter ; au milieu — in der Mitte — in the middle ; Panneau intérieur — Innenfeld — Inner panel Panneau extérieur — Aussenfeld — outer panel.

Moments positifs de la dalle par unité de largeur — Positive Plattenmomente pro Breiteneinheit — Positive moments of the slab per unit width.

Remarque : Dans le cas où la dalle repose sur un de ses côtés, on appliquera les coefficients moyens α_q et β_q — Bemerkung : Falls die Platte auf einer ihrer Seiten auflagert, wird mand die mittleren Koeffizienten α_q und β_q anwenden — Remark ; If the slab rests on one of its sides, the mean coefficients α_q and β_q are used

Moments neg. au pourtour des têtes — Neg. Momente am Umfang der Säulenköpfe — Negative moments at the periphery of the heads of columns.

Moment d'encastrement au droit de la colonne extérieure — Einspann-Moment an der Aussensäule — Fixing moment to the right of the outer column.

Moments de la colonne extérieure A — Moment der äussern Säule A — Moments of the outer column A.

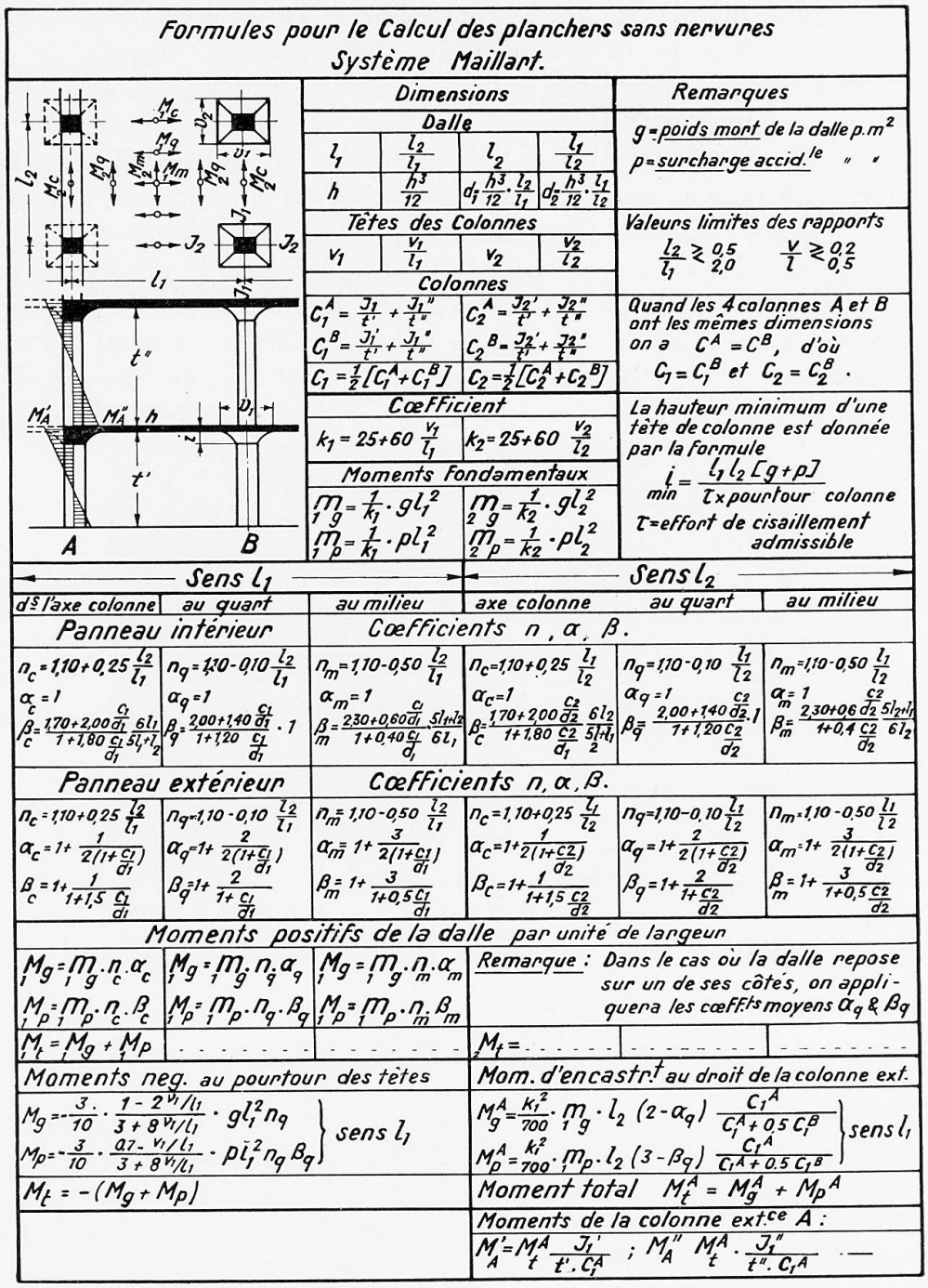

Fig. 7. — Formules pour le calcul des planchers sans nervures. Système Maillart = Formeln zur Berechnung der unterzugslosen Decken, System Maillart = Formulae for calculating floors without ribs, Maillart system.

Dimensions — Abmessungen — Dimensions ; Remarques — Bemerkungen — Remarks ; Dalle — Platte — Slab ; Tête des Colonnes — Säulenköpfe — Heads of columns ; Colonnes — Säulen — Columns ; Moments fondamentaux — Fundamentalmomente — Fundamental moments ;
g = Poids mort de la dalle par m² — Ständige Last der Platte pro m² — Dead weight of slab per m².
p = Surcharge accidentelle — Zufällige Last — Chance load.
Valeurs limites des rapports — Grenzwerte der Verhältnisse — Limit values of the ratios.
Quand les 4 colonnes A et B ont les mêmes dimensions on a = Wenn die 4 Säulen A and B die gleichen Abmessungen haben, ist = When the 4 columns A and B have the same dimensions we have
La hauteur minimum d'une tête de colonne est donnée par la formule — Die minimale Säulen-Kopfhöhe ist durch die Formel gegeben — The minimum height of the head of a column is given by the formula.
Pourtour colonne — Säulenumfang — Periphery of column.
Effort de cisaillement admissible — Zulässige Scherspannung — Admissible shearing stress,

Voir suite de la légende page 200.

tion et de sa valeur pratique, et afin d'établir si l'idée valait d'être suivie, je fis exécuter en 1908 un modèle destiné à être chargé jusqu'à la rupture [voir Schweizerische Bauzeitung, 1926, Vol. 87, page 263]. Cet essai initial m'encouragea à poursuivre le problème, sans cependant chercher à établir une théorie, en raison des difficultés résultant de la multiplicité des facteurs entrant en ligne de compte et parmi lesquels je ne citerai que l'influence des chapiteaux et la résistance élastique des piliers. Ainsi, sans vouloir approfondir la question dans son ensemble, mais simplement afin d'acquérir les connaissances nécessaires à la garantie de la sécurité d'ouvrages de ce genre, une nouvelle construction d'essai fut établie (Fig. 3). Elle permettait l'étude d'un panneau normal ainsi que de huit panneaux de rive de conditions différentes

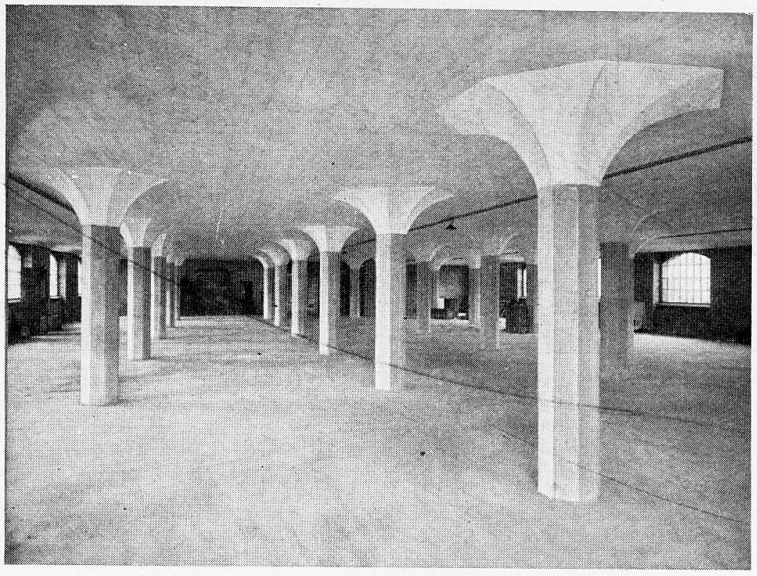

Fig. 8. — Magasin Zurich-Giesshübel.
Lagerhaus Zürich-Giesshübel.
Storehouse, Zurich-Giesshübel.

d'appui : libre, encastré dans un mur ou reposant sur des poutres de rive sur colonnes. Une charge de 1000 kg. pouvait être appliquée en 144 points de la superficie et les inflexions mesurées successivement sur 46 lignes parallèles, à 0,25 m. les unes des autres et comportant chacune 46 points de mesure distants de 0,25 m. (voir Schweizerische Bauzeitung, Fig. 3 et 4). L'essai complet comportait donc environ trois mille déplacements de la charge, donnant autant de lignes d'inflexion dans chaque sens principal. En voici un spécimen (Fig. 4).

Des mesures semblables furent effectuées sur deux poutres-témoins, d'épaisseur et d'armature identiques à celles de la dalle, appuyées librement et bétonnées le même jour. La comparaison de l'intensité des courbures permit ainsi de juger de la fatigue de la dalle. Pour déterminer la fatigue maximum ou minimum en un point quelconque, on n'eut qu'à superposer les résultats de même sens de courbure. Il fut également facile de délimiter les zones nécessitant une armature près de la face supérieure ou inférieure, ou encore près des deux simultanément. La superposition correspondant à la charge

totale de quelques panneaux donne une bonne conception d'ensemble (Fig. 5).

La forme des chapiteaux fut tout d'abord déterminée uniquement dans le but d'éliminer les risques de cisaillement. Afin d'opposer une résistance uniforme aux efforts de cisaillement, le contour devait être une hyperbole, l'une des asymptotes étant dans le plan supérieur de la dalle, l'autre coïncidant avec l'axe de la colonne (Fig. 6). Cependant on reconnut par la suite l'efficacité d'un élargissement des chapiteaux pour diminuer les efforts dans la dalle, et on adopta, tout en conservant l'hyperbole comme minimum, une courbe plus plate, sensiblement parabolique.

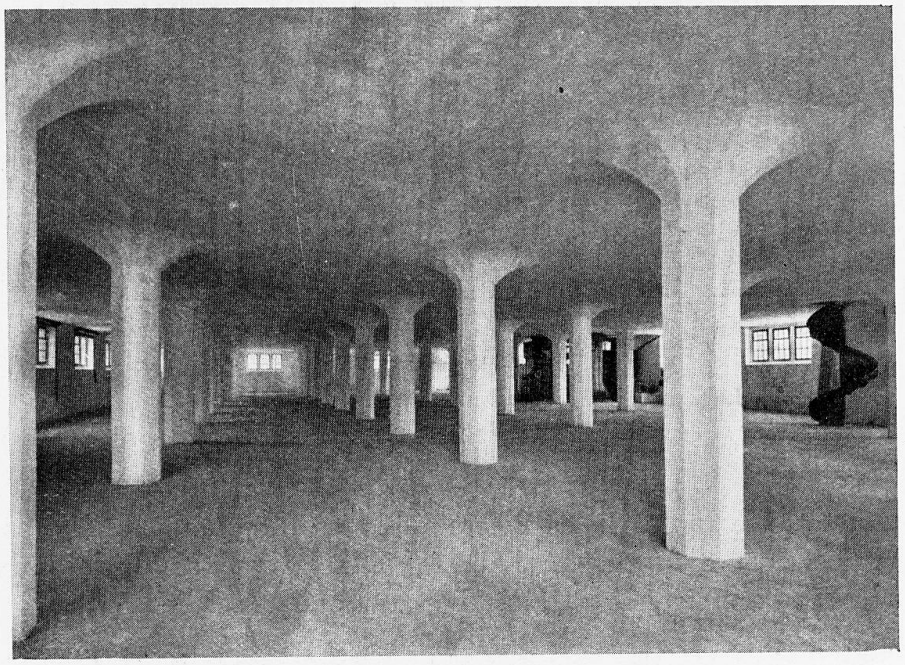

Fig. 9 — Dépôt à grains fédéral à Altdorf = Eidg. Getreidelager, Altdorf.
Federal Grain Stores, Altdorf.

Les armatures furent nettement coudées, afin de les faire travailler au maximum et aux endroits déterminés par les essais et l'expérience.

Le système Turner emploie des chapiteaux à pente plus raide. Les armatures ne comportent aucune courbure prononcée. Pour ces raisons et du fait qu'il existe quatre couches d'aciers sur les colonnes, les éléments inférieurs étant passablement éloignés de la face supérieure, l'armature est nécessairement d'un rendement restreint. D'autre part l'angle vif entre le chapiteau et la dalle provoque des fatigues locales importantes, qui, la position trop basse des armatures aidant, laissent craindre la fissuration au pourtour des chapiteaux. Pour parer à cet inconvénient, les constructeurs américains ont été amenés à intercaler une dalle, disposition qui a également pris pied en Europe.

La silhouette ainsi obtenue est suffisante lorsqu'elle circonscrit la silhouette continue et certes plus rationnelle. Mieux vaudrait donc l'adopter franchement puisqu'elle simplifie le coffrage, supprime du béton inutile et les angles vifs rentrants, toujours indésirables dans une construction en béton, en

raison des fatigues locales qu'ils provoquent. On s'étonnerait certainement de rencontrer pareille silhouette près des appuis d'une poutre, le cas est cependant identique !

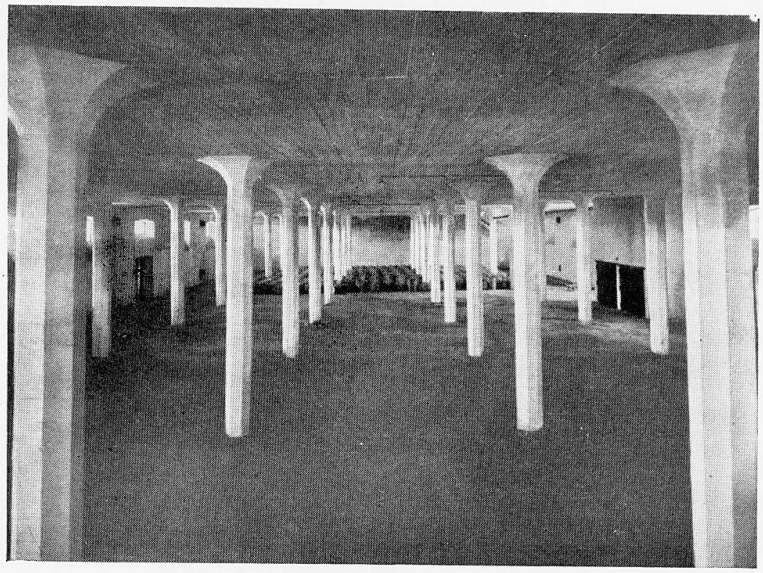

Fig. 10. — Magasin à Pétersbourg, construit en 1912. Entre-sol.
Charge accidentelle, 1.100 kg/m².
Lagerhaus in Petersburg. Erbaut im Jahre 1912.
Zwischengeschoss, Nutzlast 1100 kg/m².
Storehouse in Petrograd. Built in 1912.

Le système que je viens de décrire a eu des applications multiples dans différents pays d'Europe, suivies en Suisse d'essais de charge minutieux, qui ont permis d'élargir l'expérience et d'améliorer la construction.

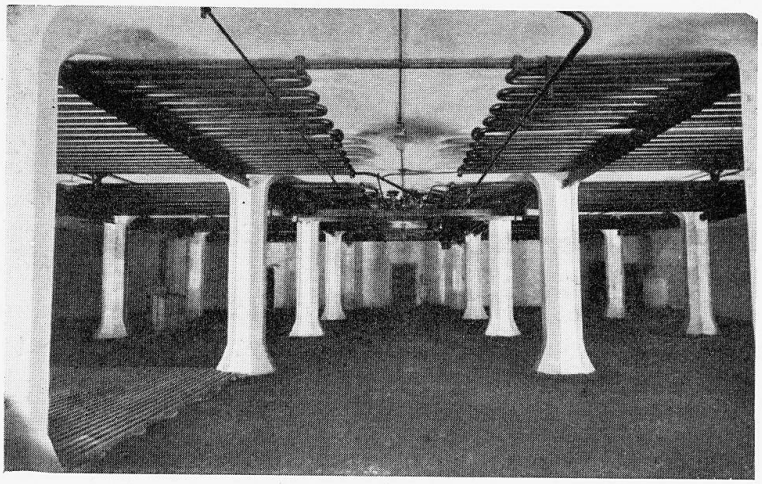

Fig. 11. — Frigorifique Gerhard & Hey, à Pétrograd.
Kühlhaus Gerhard und Hey, in Petersburg.
Cold Stores, Gerhard and Hey, Petrograd.

Un tableau a été établi pour le calcul pratique (Fig. 7). On y remarque les coefficients suivants :

k dépend de la largeur des chapiteaux.
n dépend du rapport des portées et de la situation de la section considérée.

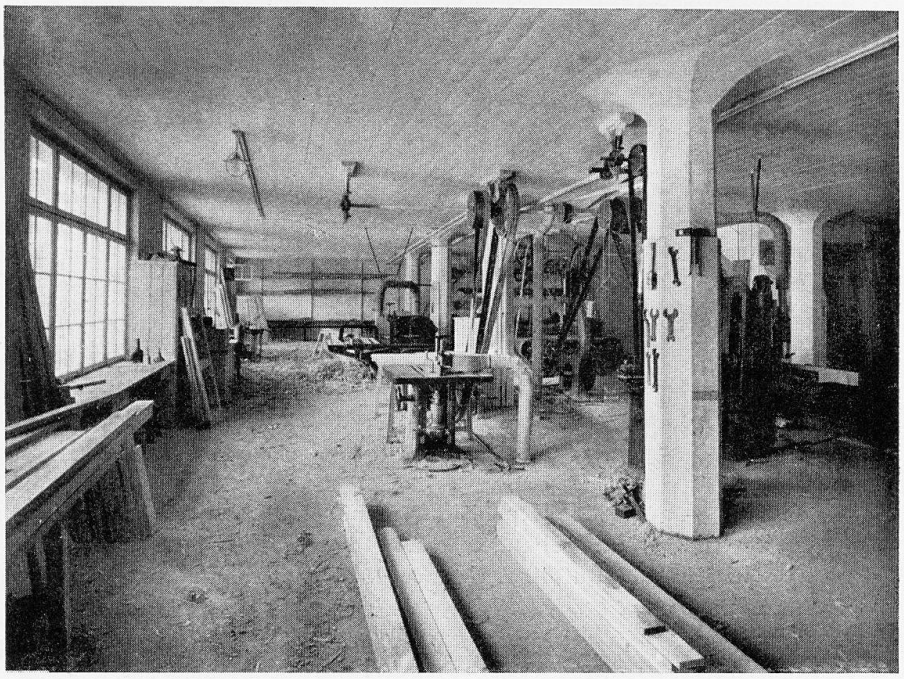

Fig. 12. — Menuiserie, Frehner, Herisau = Schreinerei Frehner, Herisau.
Carpenter's Shop, E. Frehner, Herisau.

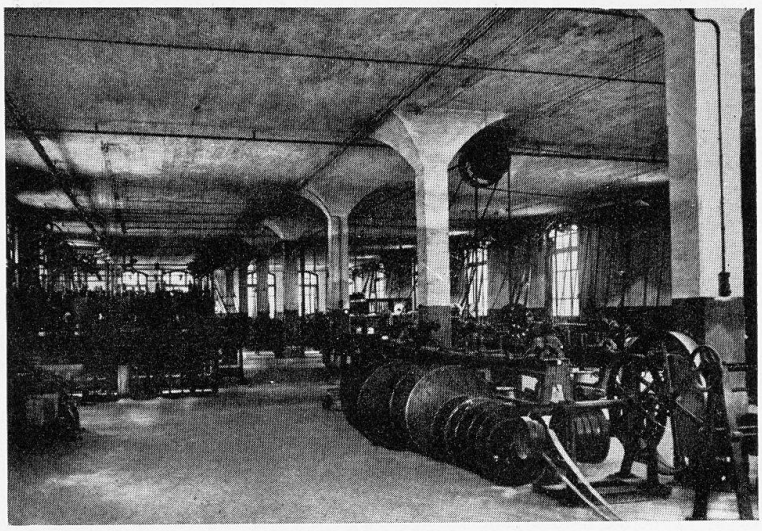

Fig. 13. — Fabrique de câbles. Pirelli y Cia. Villanueva y Geltru, 1914.
Kabelfabrik, 1914. Pirelli y Cia. Villanueva y Geltru.
Electric Cable Works, 1914. Pirelli y Cia. Villanueva y Geltru.

α tient compte des conditions d'appui des travées extérieures.
β détermine l'influence des charges mobiles et dépend des conditions élastiques de la dalle et des colonnes.

La première exécution importante d'après ce système est celle d'un entrepôt à Zürich en 1910 (Fig. 8). On y remarque la silhouette hyperbolique des chapiteaux.

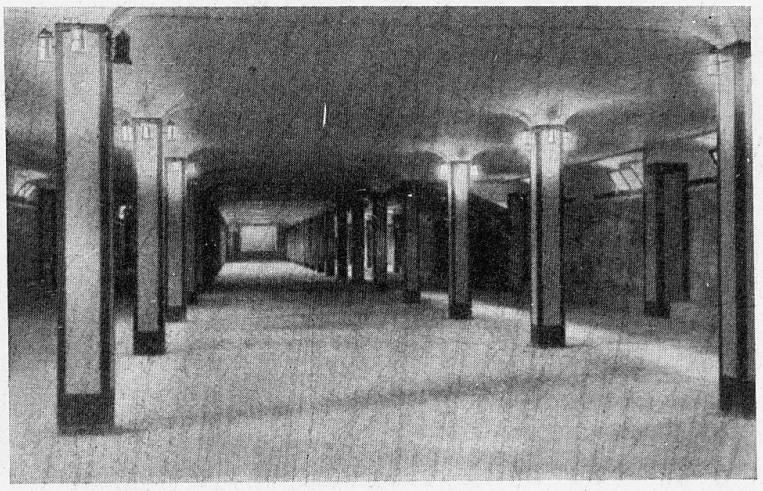

Fig. 14. — Palais des Expositions, Genève, 1926. Sous-sol.
Ausstellungsgebäude Genf. Untergeschoss.
Exhibition Building, Geneva, 1926. Basement.

(Fig. 9) Une construction semblable, entrepôt de céréales pour le Gouvernement suisse, exécutée en 1912.

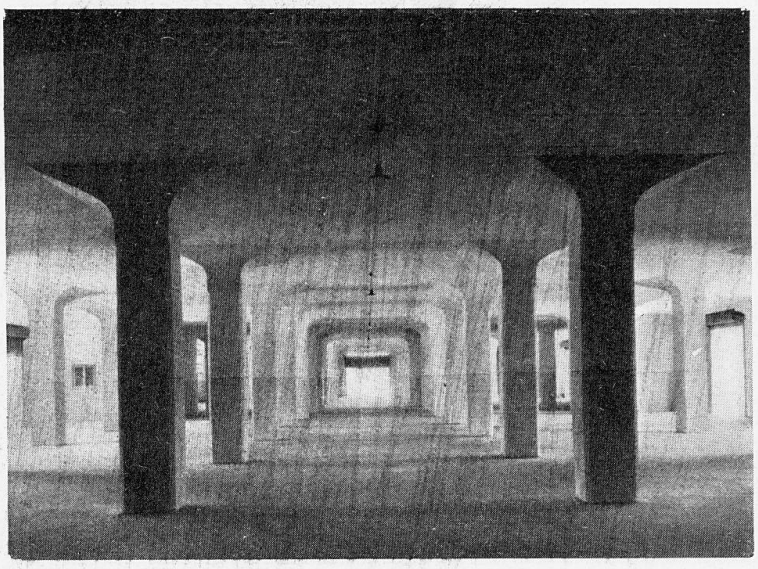

Fig. 15. — Magasins généraux, Chiasso, 1923/25.
Lagerhaus Chiasso, 1923/25.
General Stores, Chiasso, 1923/25.

(Fig. 10) Entrepôt à Pétrograd en 1912.

(Fig. 11) Local frigorifique dans le même bâtiment. La plaque de fondation est du même système.

(Fig. 12) Usine démontrant la facilité de fixation des transmissions et de passage des canalisations.

(Fig. 13) Encore une construction à chapiteaux hyperboliques : Usine de la maison Pirelli en Espagne.

Fig. 16. — Bâtiment des Postes « Sihlpost », Zurich. Sous-sol.
Postgebäude an der Sihl, Zürich Erdgeschoss.
Sihl Postal Service Building, Zurich. Basement.

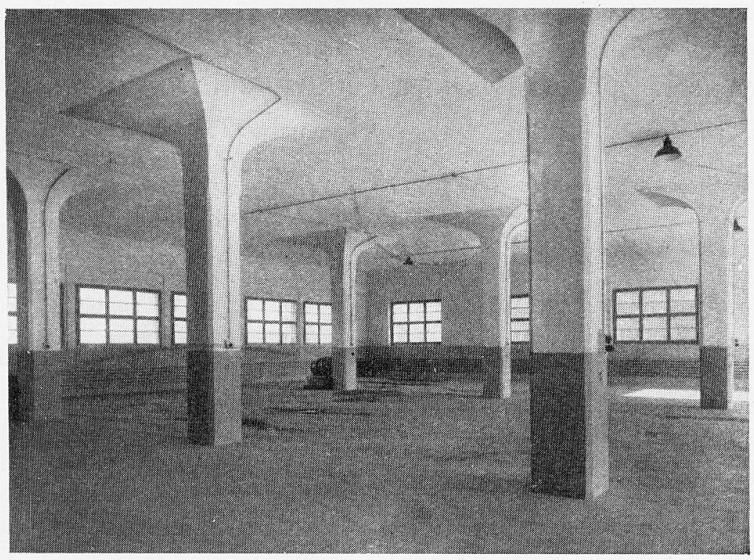

Fig. 17. — Installation pour la combustion des ordures ménagères. Bâtiment de service, garage. Surcharge utile, 1000 kg/m².
Kehrichtverbrennungs-Anstalt Dienstgebäude; Garage, Nutzlast 1000 kg/m².
Refuse Destruction Plant Service Building; Garage. Permissible loading 1000 kg/m².

(Fig. 14) Le sous-sol du Palais des Expositions à Genève. Décoration et illumination en vue d'utiliser ce local comme restaurant.

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

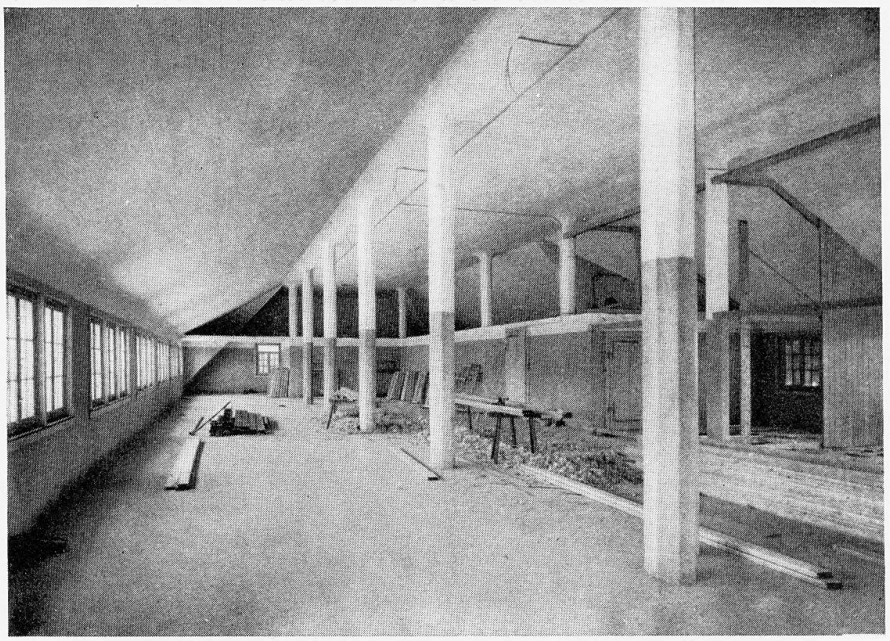

Fig. 18. — Nouveau bâtiment de la fabrique Felber et Cie. Wädenswil.
Fabrikneubau Felber und Co., Wädenswil.
New Factory Building, Felber & Co., Wadenswil.

(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 Biegungspannungen kaum eine Rolle spielen. Solche Flächentragwerke können aus ebenen Scheiben oder aus gekrümmten Schalen bestehen.