

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

Band: 2 (1936)

Rubrik: IVa. Surfaces auto-portantes

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 02.02.2025

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

IVa

Surfaces auto-portantes.

Flächentragwerke.

Walled structures.

IVa 1

Les voiles cylindriques.

Zylindrisches Schalengewölbe.

Cylindrical Shell Structures.

Dr. Ing. U. Finsterwalder,
Berlin.

La construction des toits en voile mince a été doublement influencée au cours de ces dernières années :

- 1° par la connaissance des propriétés plastiques du béton,
- 2° par l'exigence d'exclure autant que possible des éléments tendus les zones de béton soumises à la traction.

Depuis la découverte des toits en voile on a travaillé à obtenir, par une amélioration des connaissances théoriques, une base plus sûre pour ce genre de constructions souvent très hardies. Ainsi que Monsieur le professeur *Dischinger* l'a montré dans son rapport, on est arrivé à définir avec une très grande exactitude l'état de contrainte dans les voiles. Une hypothèse très importante est celle de l'existence d'un matériau de construction élastique dont les propriétés doivent correspondre à celles qui ont servi de base au calcul.

On s'est basé tout d'abord sur les indications des prescriptions officielles d'après lesquelles on devait admettre dans le calcul $E = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$. Cette valeur fut contrôlée par des mesures effectuées lors du décoffrage et l'on a constaté que les déformations étaient toujours plus petites que celles que l'on avait calculées. On peut en conclure que l'on a effectivement un module d'élasticité plus élevé et une plus grande sécurité au flambage que ne l'avait indiqué le calcul.

En réalité, on constate que la déformation croît d'une manière très importante avec le temps et souvent même jusqu'à un multiple de sa valeur initiale. Cet accroissement de la déformation ne se produit pas toujours lors du décoffrage de la construction mais en général durant la saison chaude; on peut l'attribuer à l'échauffement produit par le soleil et au dessèchement du béton. En hiver par contre, on ne peut généralement déterminer qu'un mouvement de faible importance. Malgré l'abaissement du module d'élasticité pour la charge permanente, la rigidité vis-à-vis des surcharges accidentelles est très grande. Le module d'élasticité propre est devenu plus grand. Si l'on supprimait de nouveau la charge permanente, la déformation ne se réduirait que d'une façon correspondant à ce module d'élasticité propre tandis que la plus grande partie de la déformation persisterait. La forme initiale a donc subi une modification.

Ce phénomène est d'autant plus important pour les constructions en voile que, dans les ouvrages de grande portée et à parois minces par rapport à la courbure, on peut se trouver à la limite où la forme initiale est fortement modifiée par la déformation. On se trouve ici en présence d'un cas analogue à celui des plaques fortement fléchies. A partir d'un certain rapport de la courbure à l'épaisseur des parois, rapport qui dépend aussi de la grandeur des contraintes de flexion, il est nécessaire de raidir le voile par des nervures, de la même façon que l'on remplace les dalles simples par des dalles à nervures dans les constructions planes.

Les contraintes de flexion dans les voiles cylindriques peuvent être réduites en donnant à la courbure une forme en anse de panier. On obtient ainsi, dans les bords, où se produisent principalement les contraintes de flexion, de faibles rayons de courbure pour lesquels le fléchissement n'a aucune importance. Par contre, la partie centrale avec grand rayon de courbure n'est pas déformée.

Suivant la sollicitation, le voile sera raidi par des nervures disposées dans le sens de la voûte et lorsque les courbures sont très plates par des nervures longitudinales et transversales. La distance des nervures est déterminée par le danger de flambage des parties de voile placées entre les nervures; ces parties ne peuvent ainsi flamber qu'en de courtes ondulations. Comme sur la longueur d'une onde la flèche de la courbure est très petite, il faut renoncer à l'influence favorable de la courbure et calculer la sécurité comme s'il s'agissait d'une surface tendue dans son plan et maintenue sur son pourtour. La hauteur des nervures sera choisie de telle sorte que la déformation lente du béton ne produise aucune déformation dangereuse et que la sécurité au flambage du voile nervuré soit suffisante entre les fermes.

En partant de ces principes on a exécuté, pour des hangars à avions, des voûtes à courbure très plate dont les portées étaient de 60 m dans le sens de la poutre et de 45 m dans le sens de la voûte. La fig. 1 représente une de ces voûtes de forme tout-à-fait caractéristique; c'est la solution la plus simple possible du problème posé. Un rectangle comprenant un hangar, des bureaux et des ateliers doit être couvert d'une façon aussi plate que possible tout en conservant une ouverture de 50 m du côté du terrain d'atterrissage. Contrairement à la disposition usuelle, la voûte est perpendiculaire à la porte; le voile a donc son moment d'inertie le plus grand dans le sens de l'ouverture. Vers l'arrière, le voile s'abaisse jusqu'à la hauteur des constructions adjacentes et il repose sur une série de montants articulés très minces. La voûte ne transmet donc aucune force horizontale au bâtiment adjacent. Toute la poussée horizontale de la voûte est supportée par les parois latérales et par la ferme médiane, c'est pourquoi la voûte est renforcée près des parois latérales; ce renforcement sert de membrure de traction et repose sur les colonnes de la poutre réticulée. La ferme médiane est un cadre à deux articulations avec tirant précontraint placé dans le sol. La largeur de sa surcharge est égale à la portée d'un champ, c'est-à-dire 50 m dans notre cas. Cette ferme est double afin de donner au voile une faculté d'allongement. La voûte est raidie par de minces nervures distantes de 3,60 m. Ces nervures servent aussi à transmettre à la voûte les charges concentrées des ponts-roulants. La force des nervures dépend de la grandeur de la charge utile, qui atteint 35 t dans certains hangars actuels.

Le calcul des contraintes engendrées par les charges concentrées se fait d'après la théorie exacte des voiles, à l'aide des séries de Fourier. Lorsque l'ouvrage est terminé on peut contrôler les résultats du calcul par des mesures de la déformation.

La résistance des voiles aux charges concentrées est étonnamment grande. On peut l'expliquer par le fait que la flexion des nervures répartit la charge sur une grande largeur de telle sorte que le voile peut transmettre cette charge aux fermes avec un bras de levier favorable des forces intérieures. La charge engendre de la compression dans toutes les directions, ce qui compense largement les contraintes de traction dues à la flexion.

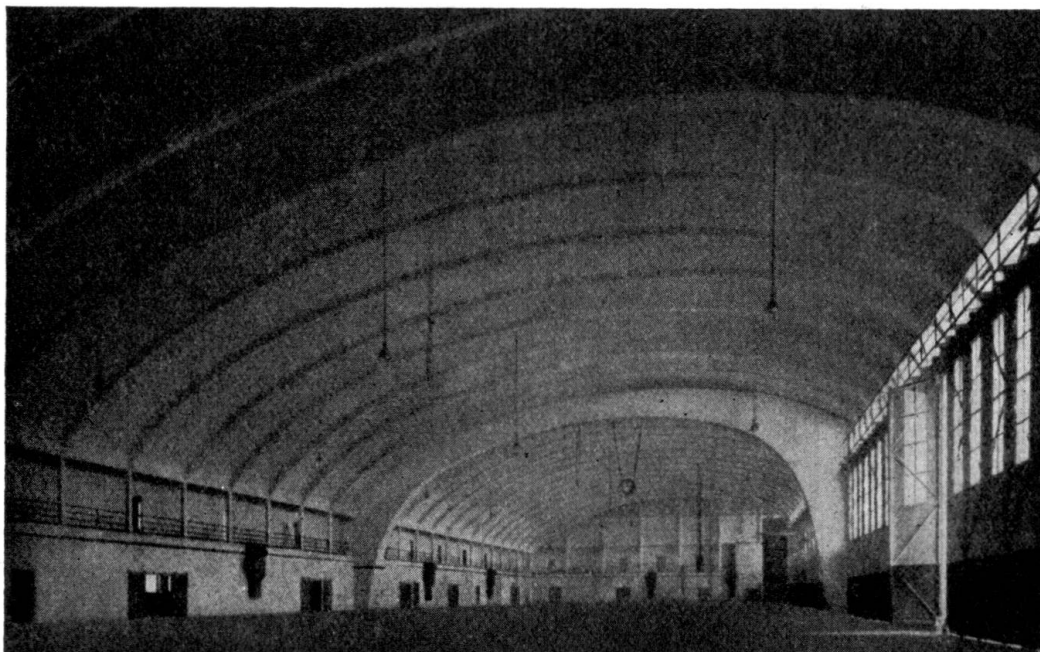


Fig. 1.

Hangar à avions d'une surface de 35×100 m.

On a étudié aussi l'influence de la déformation lente sur la construction. Comme les bords fortement armés sont moins influencés par la déformation lente que les autres parties du voile, il se produit de fortes modifications dans l'allure des contraintes. On peut les déterminer avec une bonne approximation en répétant le calcul une deuxième fois mais avec un module d'élasticité réduit à $100\,000$ kg/cm². On a constaté, aussi bien dans le calcul qu'en réalité, que la clé de la voûte s'abaisse avec le temps plus fortement que la poutre d'extrémité qui reste à peu près à la même hauteur.

La construction de la poutre frontale surmontant la porte est un problème aussi difficile qu'intéressant. Premièrement tout l'éclairage du hangar doit se faire par la poutre frontale car la lumière arrivant d'en haut engendre un éclairage très régulier du local. Secondement cette poutre frontale doit supporter, en plus de sa charge verticale comme élément de traction du voile, une force de traction d'environ 1000 t qui croît paraboliquement des appuis vers le milieu.

Au sujet de l'éclairage on a acquis dans la construction de ces hangars une expérience utile en ce sens que l'on a réussi à obtenir, avec une surface vitrée beaucoup plus faible, le même éclairage qu'avec les verrières usuelles, placées sur tout le pourtour du local. Une première raison en est la réduction de l'éblouissement et une seconde raison en est les grandes surfaces claires de la voûte qui, pour autant qu'elles se trouvent plus bas que les verrières, reçoivent directement la lumière et la renvoient dans les parties arrières du hangar.

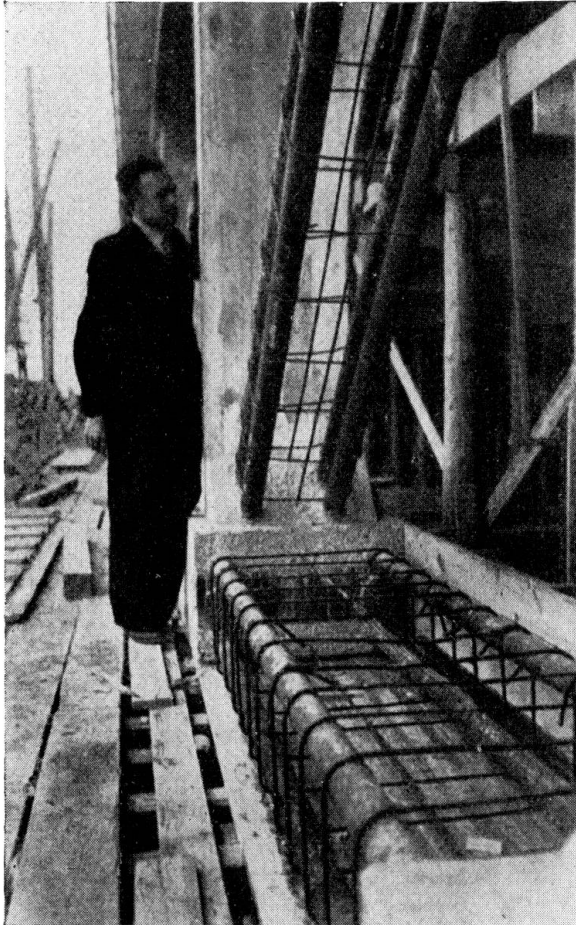


Fig. 2.

Poutre réticulée surmontant la porte après le décoffrage.

L'éclairage est si bon que pour une surface vitrée de 12 % et une profondeur du hangar de 45 m on a pu exécuter des travaux de mécanique de précision avec les portes fermées.

La poutre frontale est très intéressante car c'est une poutre réticulée en béton armé d'un type de construction spécial. A l'étranger on a souvent exécuté des poutres réticulées de béton armé en négligeant, comme c'est l'usage dans la construction métallique, les contraintes secondaires de la poutre. En Allemagne il est impossible d'exécuter de telles constructions car il faut tenir compte des contraintes secondaires dans le calcul des contraintes qui ne doivent pas dépasser les sollicitations admissibles. D'autre part l'ancrage des fers dans les zones tendues n'est pas admis. Pour s'en tenir à ces prescriptions sévères on n'a bétonné les barres tendues de la poutre réticulée qu'après le décoffrage. Comme les barres tendues sont des faisceaux de fers ronds, elles pouvaient très facilement supporter toutes les déformations angulaires exigées. Ce procédé permettait

de réduire fortement les contraintes secondaires ainsi que les contraintes de traction dans le béton quoique l'on ait utilisé pour les éléments tendus de l'acier à haute résistance sollicité à 2100 kg/cm². La poutre réticulée est un système avec diagonales tendues et montants comprimés qui se prolongent harmonieusement dans les nervures raidisseuses du voile. Ils doivent en outre transmettre dans la voûte les pressions du vent agissant sur la surface de la porte. Les barres tendues ont un petit nombre de gros fers ronds qui sont ancrés au moyen de boulons et de plaques dans les goussets de béton. Dans chaque gousset on a ancré tous les fers de la diagonale. La force opposée de la membrure inférieure est aussi transmise à travers le gousset pour être ancrée du côté opposé. De cette façon le gousset est fortement comprimé et capable de répartir les efforts dans

les barres. Dans l'ancrage des forces, on attribue la force de la mince diagonale à la partie interne et la force de la large membrure inférieure à la partie extérieure du gousset. La mise en place du ferrailage est ainsi rendue très facile. Afin d'éviter toute excentricité défavorable on a placé des plaques métalliques de montage ce qui assure une grande précision dans l'exécution. Pour cette raison les montants peuvent être très élancés car les contraintes secondaires n'engendrent aucune contrainte de traction par flexion.

La poutre réticulée rend possible l'utilisation des aciers à haute résistance et permet une économie de poids appréciable, tout en augmentant la rigidité dans toutes les directions. L'emploi des poutres réticulées permettra d'agrandir fortement les portées des constructions en voile.

Parmi le grand nombre de toits en voile réalisés au cours de ces dernières années, j'ai choisi cet exemple car il est le prototype du voile cylindrique très développé en Allemagne. L'augmentation de la portée des ouvrages et des difficultés d'exécution nous obligent à approfondir nos connaissances théoriques, nos méthodes de travail et l'étude du matériau de construction. En ce qui concerne l'étude du matériau, nous avons reçu de l'étranger des directives très intéressantes. Nous espérons que cette collaboration est réciproque et qu'elle contribuera au perfectionnement de la science de l'Ingénieur.

IVa 2

Recherches expérimentales des systèmes d'armatures rationnelles.

Modellversuche zur Bestimmung der zweckmäßigen Anordnung der Bewehrungen.

Experiments on Models to Determine the Most Rational Type of Reinforcement.

Dr. Ing. V. Tesař,
Paris.

La nécessité de disposer les armatures suivant les directions des plus grands efforts de traction est une condition fondamentale qui est indispensable pour une bonne exécution des ouvrages en béton armé.

Bien que cette condition semble toute évidente, souvent elle n'est pas satisfaite dans la pratique.

C'est notamment dans le cas des constructions *en parois minces* que les calculs admettent certaines suppositions qui ne sont pas entièrement justifiées. Les résultats de tels calculs n'interprètent alors qu'imparfaitement l'état réel des contraintes.

Les vérifications expérimentales faites sur les ouvrages ou des modèles où l'on a disposé déjà des armatures suivant les systèmes déduits de ces calculs ne peuvent que montrer si le *système adopté des armatures est suffisant ou non*.

Mais il est impossible de juger de tels résultats expérimentaux si le *système adopté des armatures est rationnel ou s'il ne l'est pas*.

Le but de ma présente participation à la discussion est de rappeler que les *recherches photoélasticimétriques* sur modèles réduits permettent la détermination directe des systèmes des armatures rationnelles.

La méthode photoélasticimétrique, dont le principe est connu depuis plus de cent ans, a été introduite dans la pratique de l'art de l'ingénieur il y a 36 ans par l'éminent ingénieur et savant français *Mesnager*. Depuis, grâce aux remarquables travaux de *Coker*, *Filon* et d'autres investigateurs, la photoélasticimétrie a élargi son rayon d'action dans tous les domaines de la construction technique. Au sujet de la bibliographie, je renvoie à mon récent article dans le 4^{ème} Volume de Mémoires.

Les problèmes dans l'espace, plans ou courbes, peuvent se résoudre ainsi par des procédés expérimentaux appropriés, aussi bien dans le cas des constructions en parois minces, que dans le cas des constructions massives.

Pour réduire au minimum le temps nécessaire pour ma contribution, je passe immédiatement à l'exemple d'une étude expérimentale.

La fig. 1 représente en élévation le pont cantilever à Bry-sur-Marne.

Plusieurs ponts de ce type ont déjà été construits en France dans la banlieue parisienne.

La partie cantilever mesure 22,50 m de chaque côté, la partie centrale simplement posée 22 m. La portée nette de ce pont est donc 67 m, la construction n'exerce pas de réactions horizontales. La stabilité du cantilever est assurée par le poids du remblai reposant sur un plancher faisant le prolongement de la poutre inférieure du cadre massif dans lequel le cantilever est encastré. Ce cadre laisse un passage libre de 3,50 m de hauteur et de 8,60 m de largeur pour la chaussée longeant le fleuve.

Le Service des Ponts et Chaussées du département de la Seine (MM. l'Inspecteur général *Levaillant*, l'Ingénieur des Ponts et Chaussées *Gaspard*, l'Ingénieur

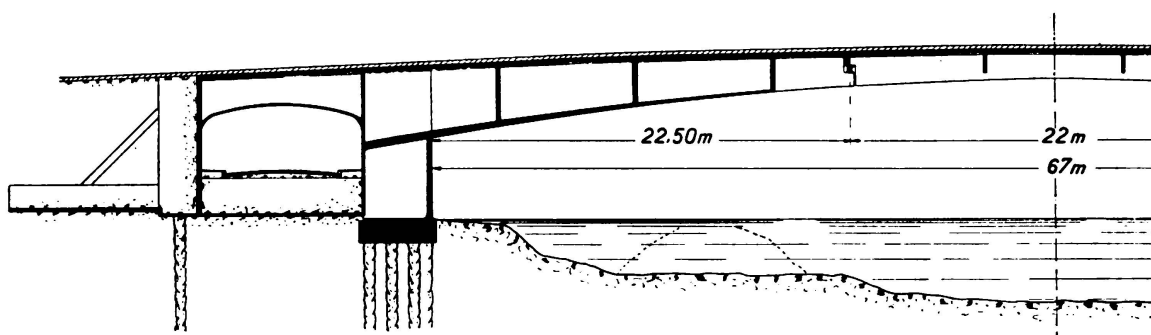


Fig. 1.

des travaux publics *Peyronnet*) a jugé utile, lors de la construction récente de ce pont (par les Ets. *Schwartz-Hautmont*) de confier aux Laboratoires de l'École Nationale des Ponts et Chaussées à Paris l'étude expérimentale photoélastométrique sur un modèle réduit.

Le but de cette étude a été de vérifier si le système d'armature déduit des calculs habituels n'aurait pu être la cause de fissurations qui ont été constatées dans deux cas de ponts analogues construits antérieurement. Voici la description succincte des recherches.

Le modèle a été construit en xylonite.

Les dimensions de la construction du pont ont été fidèlement reproduites sur le modèle à l'échelle 0,01 de façon à assurer la similitude de l'état des contraintes de l'ouvrage réel et du modèle.

En dehors des renforcements relatifs aux dalles de compression, nous avons constitué sur le modèle les renforcements correspondant à la réalisation expérimentale des armatures, où le pourcentage de ces dernières a été supérieur à 2 %.

Dans nos recherches antérieures, nous avons constaté que pour obtenir une bonne similitude des phénomènes élastiques, il est pratiquement superflu de tenir compte, dans la construction des modèles en matière homogène,¹ des armatures, tant que leur pourcentage ne dépasse pas 2 %.

En effet, nous avons pu nous rendre compte que la matière homogène résistant à la traction compense automatiquement l'absence des armatures dans le modèle,

¹ Verre, xylonite, bakélite . . . par exemple.

si la limite du pourcentage de l'armature que nous venons d'indiquer n'est pas dépassée.

Mais dans le cas des armatures plus fortes, il est indispensable de réaliser dans le modèle en matière homogène, une résistance plus élevée des fibres tendues.

On arrive à cette fin, soit par la création des surépaisseurs du modèle, soit par des armatures soudées sur le modèle aux endroits où la construction en béton armé présente des armatures supérieures à 2 % des sections en béton.

Dans le cas de l'étude présente les surépaisseurs remplissent donc le rôle des armatures du modèle; les sections transversales des surépaisseurs sont choisies

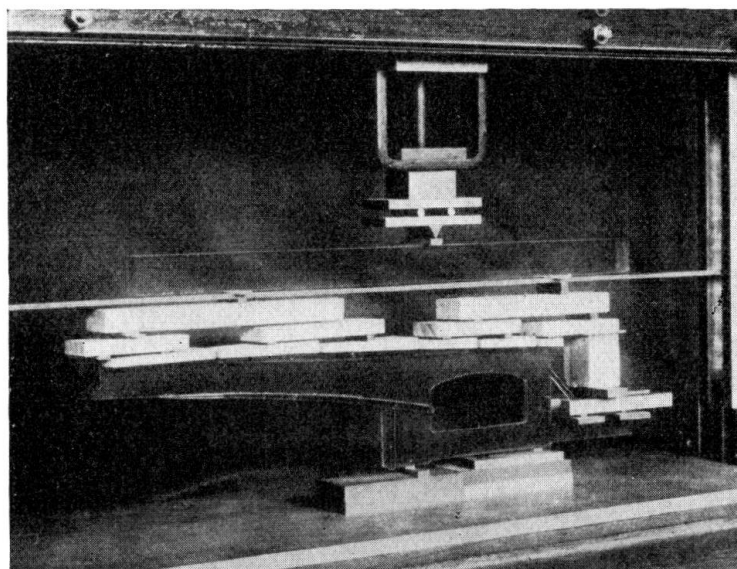


Fig. 2.

alors pour être égales à 10 à 15 fois l'excédent de l'armature sur 2 % de la section tendue du béton.

Le modèle de l'étude présente a été construit suivant ces définitions (fig. 2).

Le modèle a été soumis à un état de forces correspondant à la pleine charge du cantilever et à la charge minimum du reste de la construction.

La figure 3 représente la première phase expérimentale: lignes *isoclines*, qui sont le lieu géométrique des points où les directions des contraintes principales sont orientées suivant les plans de polarisation, dont le schéma est tracé à l'angle droit inférieur de la même figure.

A l'aide de la fig. 3 nous avons tracé les *isostatiques* (fig. 4) correspondantes.

Nous désignons par v_1 et v_2 les contraintes parallèles aux isostatiques dessinées en traits discontinus et pleins.

La solution quantitative du problème est fournie par la fig. 5 qui donne les courbes des pressions (ou tensions) permettant de déterminer les moments, les efforts normaux et tranchants de n'importe quelle section.

Dans les fig. 6 et 7 nous avons représenté les lignes isoclines et isostatiques du pilier droit et des poutres encastrées dans ce pilier à l'échelle agrandie, avec les détails qui n'ont pu être tracés dans les figures 3 et 4.

On remarque sur ces dessins l'absence du tracé des isostatiques dans les zones relatives aux dalles de compression.

L'étude expérimentale présente ayant été limitée à l'observation dans une seule direction horizontale et normale au plan médian du modèle, n'a pas permis la recherche détaillée des phénomènes dans la dalle de compression où, aux contraintes v_1 et v_2 s'ajoute la contrainte v_3 ; l'effet de cette troisième

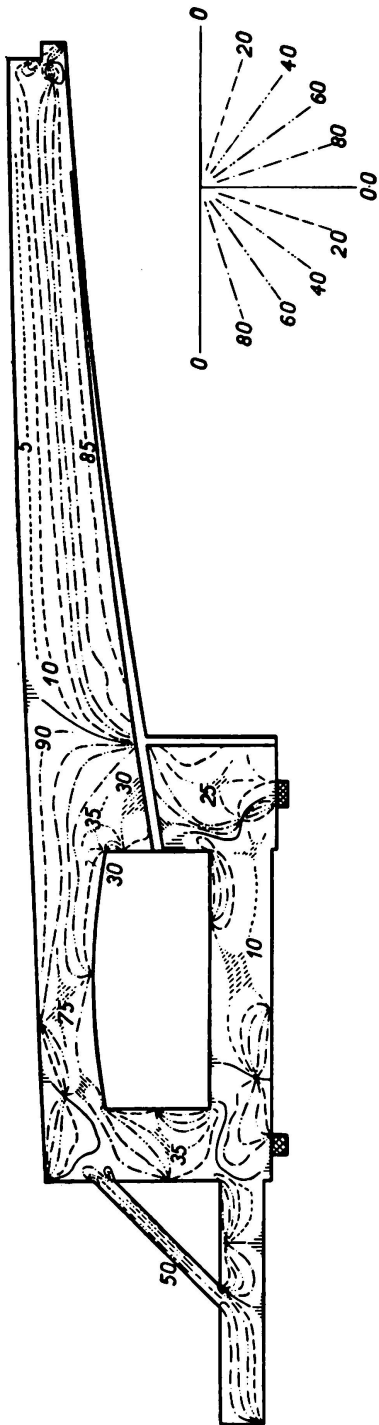


Fig. 3.

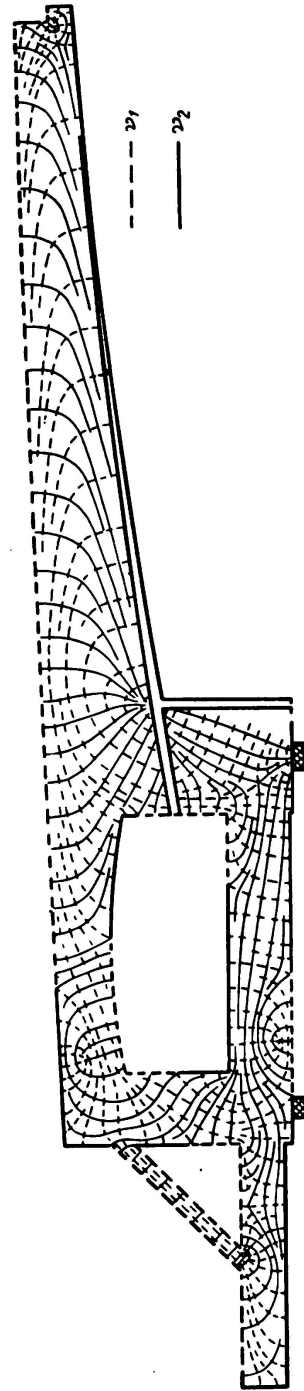


Fig. 4.

contrainte produit avec la répartition non uniforme à travers l'épaisseur de la dalle, les perturbations qui ne peuvent pas être analysées par l'observation en un sens.

Pour permettre la solution expérimentale des contraintes dans la dalle de compression, il serait nécessaire d'opérer sur un modèle en verre, exécuté à l'échelle plus grande, et de l'observer en plusieurs directions.

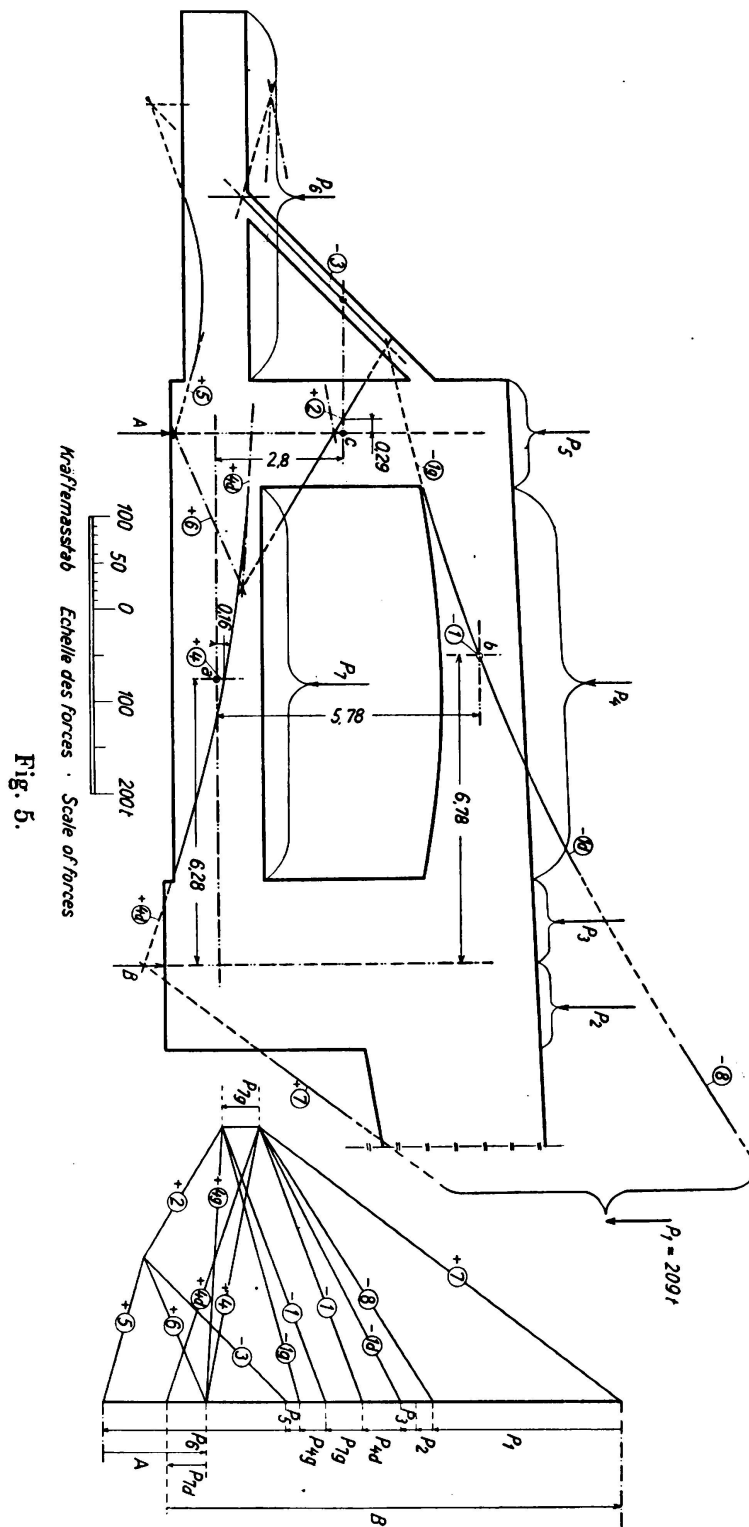
La fig. 9 représente les lignes d'égales contraintes v_1 . Les valeurs numériques indiquées sur les fig. 8 et 9 sont exprimées en tonnes par mètre linéaire; pour obtenir les valeurs moyennes des contraintes à travers l'épaisseur, en kg/cm^2 , il suffit de diviser la valeur numérique v_1 ou v_2 lue sur ces figures, par 10 e , où e représente l'épaisseur exprimée en mètres au point considéré de l'ouvrage réel.

Nous avons dessiné les lignes d'égales contraintes v_1 (fig. 8) en traits mixtes — · — · — où elles sont des tensions et en traits pleins où elles sont des pressions. On constate ainsi que v_1 sont les tensions à l'exception de 4 zones hachurées où elles sont les pressions.

On remarque par contre sur la fig. 9, qu'à l'exception d'une seule zone, hachurée, correspondant aux tensions, les contraintes v_2 sont partout les pressions.

En conclusion pratique, les isostatiques des figures 5 et 8 ne confirment pas le système d'armature qui serait déduit des calculs classiques.

L'étude expérimentale démontre, en outre, l'existence des contraintes de tensions du béton non négligeables dans les zones où le calcul habituel suppose



l'absence de tout effort d'extension du béton par l'absorption totale des efforts de traction par l'armature placée près du contour tendu.

Pour supprimer le danger de fissuration ou tout au moins pour ramener les fissures éventuelles au minimum pratiquement imperceptible, il est tout indiqué

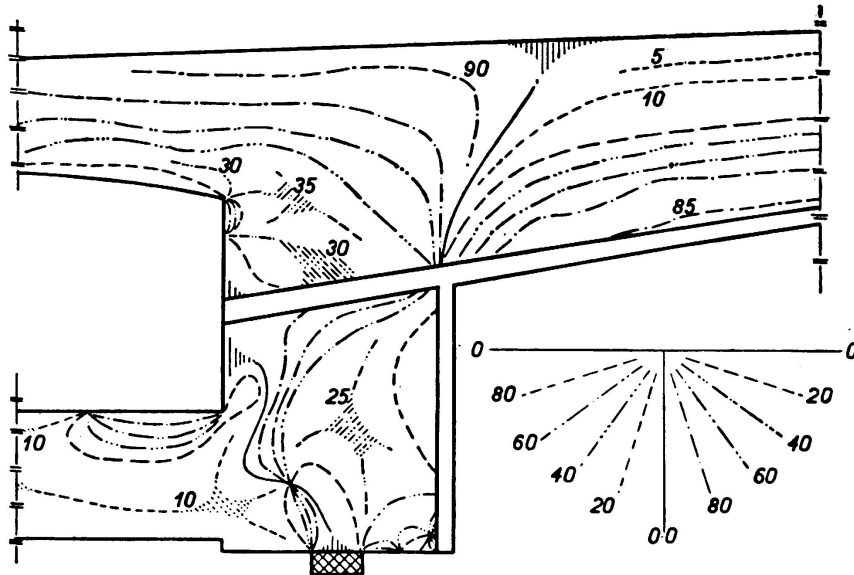


Fig. 6.

de disposer les armatures conformément à l'allure des isostatiques tendues: en dehors des armatures principales (près du bord tendu) qui sont prévues par le calcul classique, il est utile d'adjoindre les armatures dans les espaces entre le

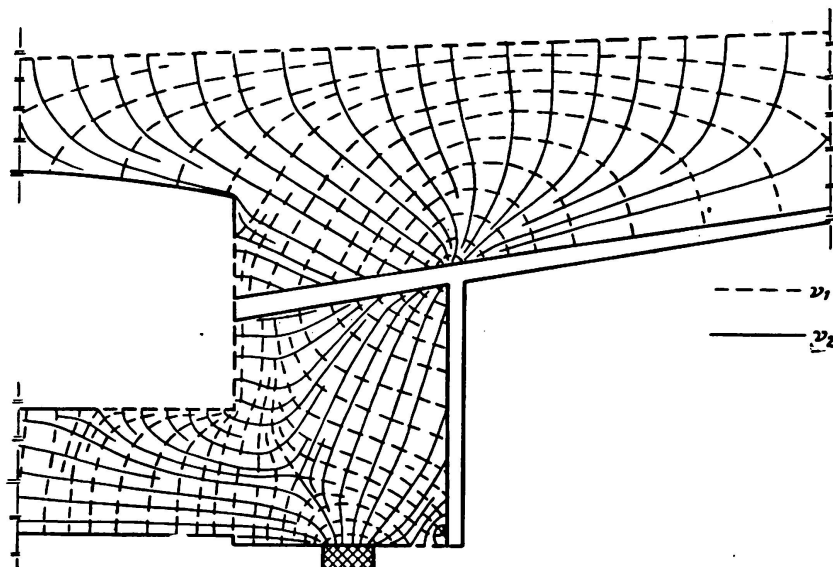


Fig. 7.

béton comprimé et les armatures principales; où les valeurs des tensions définies sur les figures 6 et 7 sont supérieures à la valeur des tensions admissibles pour le béton armé.

Pour terminer, je rappelle que d'une façon tout à fait générale, les recherches photoélasticimétriques permettent aussi de choisir et de juger de l'efficacité des

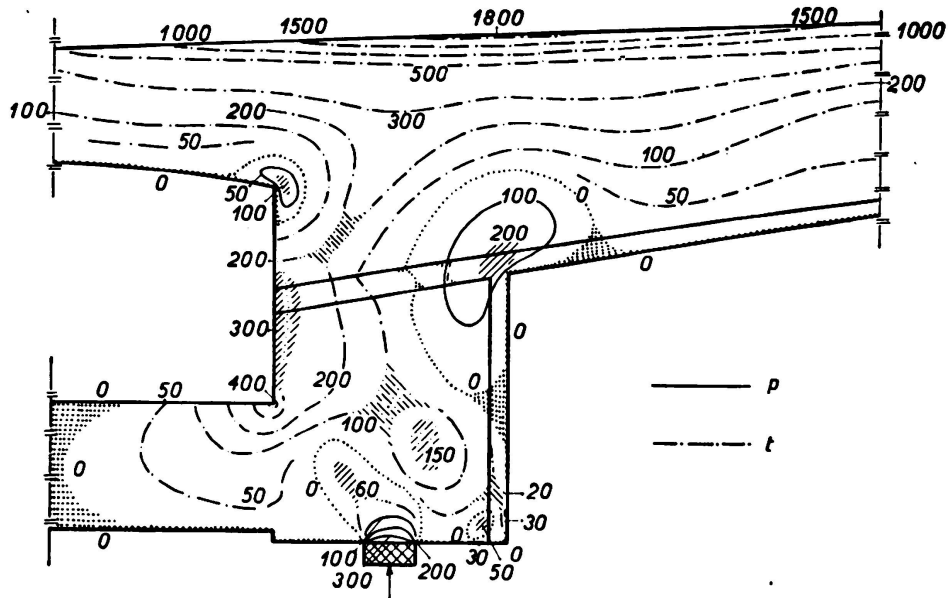


Fig. 8.

Lignes d'égaies contraintes- v_1 valeurs en t/m.

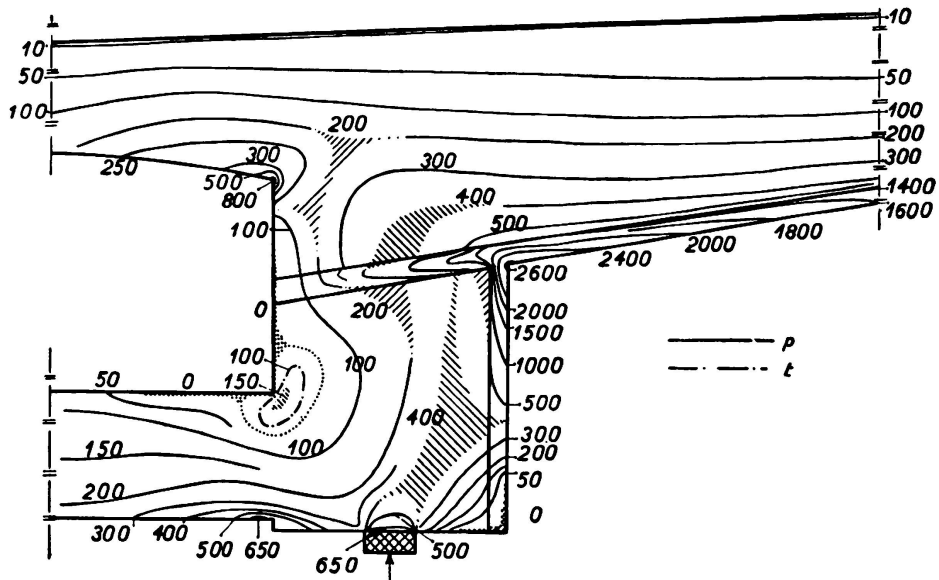


Fig. 9.

Lignes d'égaies contraintes- v_2 valeurs en t/m.

tensions préalables à appliquer aux armatures afin de créer des précontraintes favorables du béton.