

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

**Band:** 2 (1936)

**Rubrik:** IIb. Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton

#### 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:** 16.01.2026

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

## II b

**Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer  
la formation des fissures dans le béton.**

**Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung  
der Rissebildung des Betons.**

**Means for increasing the tensile strength of concrete  
and reducing cracking.**

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**

## II b 1

L'élimination de la traction dans le béton et l'application de l'acier à haute résistance suivant la méthode Freyssinet.

Der Ausschluß von Betonzugsspannungen und die Verwendung hochwertigen Stahles durch das Freyssinet=Verfahren.

The Elimination of Tension in Concrete, and the Use of High Tensile Steel by the Freyssinet Method.

Hon.Prof. Dr. Ing. K. W. Mautner,  
(früher Technische Hochschule Aachen) Frankfurt a. M.

Nos connaissances sur les causes et l'ampleur de la fissuration dans le béton armé ont fait de très grands progrès. Les mesures que l'on adopte pour réduire la fissuration concernent tant le choix de matériaux appropriés que l'adoption de bonnes dispositions constructives. Jusqu'à présent on ne peut pas dire que les progrès réalisés dans la fabrication de ciments plus résistants à la traction aient fourni un apport important à ces mesures préventives. De même, le choix des matériaux additionnels, du rapport eau/ciment et le traitement des bétons n'ont eu qu'un succès partiel et ne peuvent pas être appliqués dans tous les cas. Le choix d'armatures d'une forme spéciale, comme celle de certains aciers spéciaux à haute résistance (Isteg et autres), produit une certaine amélioration quant à l'adhérence; le danger de glissement du fer est réduit de même que les fortes fissures qui en résultent. Cet avantage est en grande partie contrebalancé par les fortes sollicitations admises pour ces fers et qui entraînent dans le béton de plus grands efforts de traction que les efforts normaux. Seuls les phénomènes de retrait inévitables engendrent, par suite de la position des armatures, des contraintes de traction qui, d'après le calcul, peuvent atteindre la limite de la résistance. Ces contraintes de traction ne sont que rarement atténuerées par la déformation plastique. Ainsi qu'on l'a déjà exposé ailleurs, cette déformation plastique ne peut être importante que lorsque le béton présente une résistance relativement faible. Dans ce cas, la résistance à la traction est aussi plus faible.

Il semble que les possibilités d'amélioration par le choix de matériaux appropriés aient atteint une limite. En général on distingue entre les fissures non dangereuses et les fissures dangereuses avec une ouverture variant de 0,2 à  $\frac{2}{3}$  mm suivant les cas. En principe on peut dire que les fissures inévitables (par suite de plus grand allongement à la rupture par flexion 0,3 mm/m en-

viron) pour les contraintes admissibles du béton et de l'acier ne doivent pas être considérées comme dangereuses. On ne connaît pas exactement la limite à partir de laquelle une fissure devient dangereuse, cela varie suivant la situation de l'ouvrage et l'influence des agents atmosphériques et avant tout suivant l'influence des surcharges répétées et des chocs.

C'est pourquoi les prescriptions de tous les pays indiquent des limites pour les contraintes de traction quoique l'on sache que ces limites ne possèdent qu'une valeur relative à cause des contraintes initiales que l'on ne peut déterminer. Par exemple la contrainte de traction est limitée dans les prescriptions allemandes pour les ponts de béton armé à  $\frac{1}{5}$  de la résistance déterminée sur cube: on retrouve dans les prescriptions françaises de 1934 une ordonnance analogue qui cependant n'est appliquée qu'aux contraintes principales obliques.

C'est un progrès évident que d'avoir trouvé par un autre chemin que celui-ci une élimination certaine des contraintes de traction tout en restant dans des limites économiques. Le procédé de *M. Freyssinet*, décrit dans la Publication Préliminaire, tend vers ce but et réunit les avantages suivants:

1° Élimination certaine de toutes les contraintes de traction dans les éléments soumis à la flexion ou à une compression ex-centrée, d'où élimination de toute fissuration.

2° Outre l'avantage de la sécurité à la fissuration, ce procédé présente encore celui d'utiliser toute la section de béton comme section comprimée de telle sorte que les éléments de construction soumis à la flexion agissent avec toute leur section et tout leur moment d'inertie et sont à traiter mathématiquement comme des corps homogènes.

3° Ce fait permet de faire supporter de beaucoup plus grands moments de flexion pour une même contrainte de compression du béton ou de relever fortement les contraintes de compression admissibles du béton, ce qui permet de réduire fortement les dimensions des sections et par le fait même l'emploi de matériaux.

4° La variation de la charge ou sa répétition ne joue plus aucun rôle vis-à-vis du danger de fissuration et la variation de sollicitation des armatures est réduite à un minimum, contrairement à ce que l'on a pour une construction calculée d'après le stade II b.

Ainsi qu'on le sait, *M. Freyssinet* obtient ces résultats de la plus haute importance pour la construction de béton armé, en mettant sous tension préalable aussi bien les armatures longitudinales que les étriers. La mise en tension préalable des armatures est un procédé connu depuis longtemps déjà. Les applications faites jusqu'à ce jour, comme par exemple celles de *Koenen* et de *Lund*, ont échouées pour deux raisons:

1° La précontrainte était si faible qu'elle disparaissait sous l'effet du retrait, de la déformation plastique et de la chute de température.

2° Aucun de ces ingénieurs et de ceux qui, plus tard, se sont occupés de cette question n'ont développé des principes de mise en tension préalable tels que la contrainte soit assurée et que l'exécution soit économiquement possible.

*M. Freyssinet* n'a pas atteint ce but par une simple réalisation de l'idée de la précontrainte mais en appliquant les mesures suivantes, étroitement liées entre elles :

1<sup>o</sup> Choisir une très forte précontrainte, à savoir entre 4 et 7000 kg/cm<sup>2</sup> en se servant d'aciers ayant une limite apparente d'élasticité de 8 à 12 000 kg/cm<sup>2</sup>.

2<sup>o</sup> Choisir une installation de mise en tension préalable qui assure une précontrainte régulière de toutes les armatures et qui fournit les ancrages nécessaires, soit en se servant des coffrages, soit en se servant de l'infrastructure de ceux-ci, de telle sorte que la précontrainte soit parfaite et que l'installation n'exige que des accessoires simples.

3<sup>o</sup> La première de ces conditions ne pourrait être satisfaite si l'exécution du béton n'était pas elle-même foncièrement améliorée. Il serait coûteux et difficile de maintenir de si fortes précontraintes de l'acier jusqu'au durcissement du béton et jusqu'à ce que ce dernier soit en état de supporter les fortes contraintes qu'on lui attribue. *M. Freyssinet* a trouvé un moyen qui permet d'exécuter un béton qui possède, après un temps de durcissement extraordinairement bref, une résistance à la compression moyenne ou même élevée. Il appelle ce procédé «endurcissement quasi instantané». Cette méthode présente en outre l'avantage de permettre l'exécution de poutres, de colonnes, de pieux, de tuyaux en plusieurs tronçons successifs. Le coût des coffrages évidemment compliqués est donc réduit à un minimum. Le principe du durcissement instantané repose, ainsi qu'il ressort du rapport de *M. Freyssinet*, sur le traitement du béton par vibration, compression et chauffage. La signification des différents processus au point de vue physique est exposée exactement dans la Publication Préliminaire et dans le 4<sup>ème</sup> volume de «Mémoires» de l'A.I.P.C. Nous voulons seulement faire remarquer que la vibration dispose les petits éléments en ménageant de petits vides entre eux et la compression réduit fortement ces vides, ce n'est donc qu'après l'accomplissement de ces deux processus que l'on peut appliquer le chauffage car la force capillaire de ces vides empêche la déshydratation. Il faut remarquer que chacun des trois procédés ne fournit pas à lui tout seul le résultat désiré. On sait, par exemple par les essais de *Graf* et *Walz*, Stuttgart, que la vibration des mélanges plastiques et riches en eau tels qu'ils se présentent dans les constructions de béton armé n'entraîne pas une réduction du temps de durcissement et encore moins une amélioration de la qualité. Ce n'est qu'après avoir rendu les bétons compacts par compression que la disposition des petits éléments réduit les espaces libres, ce qui autorise le chauffage. Ce dernier augmente dans une forte mesure la chaleur interne lors de la prise. Ce procédé n'a pas été contrôlé au laboratoire seulement mais aussi sur le chantier pour des mâts, des pieux pleins et creux, des tuyaux et des poutres de grandes dimensions; il est différent suivant la forme de la section. Des sections trapues et fermées donnent en très peu de temps des résistances correspondant à la résistance après 28 jours de constructions normales de béton armé et même qui dépassent cette résistance. Pour des sections possédant une autre forme par exemple pour les poutres en forme de I, on obtient après quelques heures une résistance de 150 à 200 kg/cm<sup>2</sup>, ce qui permet d'exécuter un élément suivant ou de transmettre au béton la précontrainte.

Du fait que les contraintes longitudinales de traction disparaissent complètement et que, pour une mise en tension appropriée des étriers on peut facilement arriver à ce que les contraintes principales ne soient que des contraintes de compression, il faut traiter tout-à-fait différemment la question des contraintes de compression admissibles du béton.

La contrainte de compression admissible pour le béton est déterminée par un coefficient de sécurité plus élevé dans les constructions de béton usuelles (hypothèse de calcul : zone tendue fissurée) que la contrainte dans le fer par rapport à la limite apparente d'élasticité. Ce coefficient de sécurité beaucoup plus élevé de la contrainte de compression admissible du béton n'a pas seulement sa raison d'être dans la fabrication du béton par rapport à celle du fer mais aussi dans la question de la sécurité à la fissuration. Une augmentation de la contrainte de compression dans le béton entraîne un relèvement de la contrainte de traction et les fissures deviennent dangereuses. En outre, l'accroissement de la contrainte de compression du béton se traduit dans les sections en forme de T par un tel amas d'armatures que l'on peut douter de la sécurité à la fissuration. Ces deux facteurs dont on tient compte pour le dimensionnement des contraintes de compression du béton disparaissent dans le procédé *Freyssinet*. Il suffit de donner au béton un plus fort coefficient de sécurité qu'au fer par rapport à la limite apparente d'élasticité, ceci à cause de la méthode d'exécution et non pas à cause de l'influence de relèvement de la contrainte de compression du béton. On peut par conséquent choisir une contrainte de compression admissible égale au tiers de la résistance à l'écrasement sur cube après 28 jours. Lors de l'emploi de la méthode *Freyssinet*, on peut donc admettre sans autre une contrainte de compression admissible du béton de 150 kg/cm<sup>2</sup>, même dans les cas défavorables.

En ce qui concerne la variation de la contrainte dans le fer, par suite de la charge utile et tout spécialement par suite de la charge mobile, il faut observer que toute la section agit lorsque la fibre neutre se trouve aux environs de la fibre inférieure de la poutre; la variation de la contrainte dans le fer n'est par conséquent que n fois la variation de contrainte dans le béton. Elle ne se monte qu'à une fraction tout-à-fait réduite de la contrainte initiale, contrairement à ce que l'on a dans une construction de béton armé fissurée.

L'utilisation des aciers à haute résistance, mais sans mise en tension préalable a, ainsi qu'on le sait, relevé la sécurité à la rupture mais n'a entraîné aucun relèvement de la sécurité à la fissuration, malgré l'influence favorable des fers tordus et de fers à noeuds sur l'adhérence et sur la répartition des fissures. La plus forte sollicitation de ces aciers et l'étiement plus grand qui en résulte relèvent le danger de fissuration à l'encontre des effets que nous venons de décrire. Dans le procédé *Freyssinet*, l'acier à haute résistance précontraint ne joue plus le rôle d'une armature dans le sens du calcul habituel du béton armé. Il ne sert qu'à répartir la forte précontrainte excentrée et, contrairement à ce qui se passe lorsque les aciers à haute résistance ne sont pas précontraints, il réduit la fissuration. Dans ce cas, toutes les raisons qui s'opposent à l'utilisation des aciers à haute résistance sont réduites à néant, il ne reste que la question très discutée de l'étiement à froid de ces aciers. Cette crainte est facile à dissiper car ces aciers de qualité peuvent être obtenus sans étiement

à froid par des alliages appropriés. Par suite de la forte sollicitation de l'acier, il n'est pas nécessaire d'utiliser des fers de gros diamètre et l'ancrage peut se faire sans danger au moyen des pliures ordinaires.

On peut appliquer ce procédé à un grand nombre de constructions. Jusqu'à ce jour on a exécuté de la sorte des pieux creux d'une longueur quasi illimitée; *M. Freyssinet* en a déjà parlé dans son rapport (consolidation de la Gare transatlantique du Havre). Depuis plusieurs années on exécute des mâts à parois minces pour conduites à haute tension. Dernièrement on a développé deux procédés de laboratoire et de chantier qui méritent une attention spéciale.

Ce sont:

- 1<sup>o</sup> l'exécution de poutres à grande portée et
- 2<sup>o</sup> l'exécution de tuyaux de grands diamètres, avec haute pression à l'essai et en service.

Nous n'avons ni le temps ni l'occasion d'exposer plus amplement ici les moyens de réaliser cette précontrainte et les propriétés du béton à endurcissement quasi instantané. Nous nous réservons d'en parler plus tard. Disons cependant quelques mots sur les points principaux: La précontrainte se fait au moyen de vérins hydrauliques, en s'appuyant soit sur le coffrage lui-même, soit sur l'infrastructure de ce dernier. A l'encontre de ce qu'ont montré les essais effectués par d'autres expérimentateurs, il est possible de produire avec sécurité des forces de 1000 t et plus. Une autre méthode tout spécialement intéressante est *la précontrainte des armatures par le béton lui-même*. On utilisera certes souvent ce procédé tout-à-fait nouveau. Cette idée difficile à concevoir et qui consiste à se servir du béton lui-même pour la mise en contrainte préalable des armatures s'explique par la grande résistance au cisaillement et à la compression du béton liquide drainé systématiquement et soumis dans toutes les directions à une forte compression. La pression est exercée en général par des enveloppes étanches et gonflables (chambres de caoutchouc) reliées au coffrage. Il est possible de justifier théoriquement ce procédé employé avec grand succès dans la pratique en utilisant, comme *M. Freyssinet*, les nouvelles théories de *Caquot* (Equilibre des massifs à frottement interne, *Caquot*, Paris 1934).

Dans ce qui suit nous donnerons un court aperçu des sollicitations dans les poutres de grande portée. A cette occasion nous rappellerons tout d'abord la discussion du thème: «Ponts en poutres de grande portée» traité au Congrès de Paris en 1932. On y disait que les portées sont limitées aux points de vue économique et constructif par la sollicitation à la traction du béton et l'accumulation des fers d'armature. Considérons le tableau donné alors des ponts en poutre de grande portée; il faut mettre en évidence le rapport défavorable du moment de la charge utile au moment du poids propre; ce rapport diminue d'autant plus que la portée augmente. Il est exact de considérer ce fait défavorable au point de vue économique comme un avantage de la construction de béton armé car, ainsi, les variations de charge et les variations de contrainte des armatures sont fortement réduites. Les poutres exécutées d'après le procédé de la mise en contrainte préalable présentent en général un rapport plus favorable, c'est-à-dire plus grand, entre les moments de la charge utile et ceux du poids

proper et l'avantage de la faible variation de tension engendrée par les charges répétées est toujours assuré par la collaboration de toute la section.

Ainsi que nous l'avons déjà dit, la poutre d'essai représentée à la fig. 1 fut exécutée en Allemagne d'après le procédé Freyssinet; elle est dans toutes ses dimensions, celles des fers d'armature et leurs distances réciproques y compris, la reproduction exacte à l'échelle 1 : 3 d'une ferme destinée à la construction d'un hangar de 60 m de portée. Cette poutre de béton armé d'une portée de

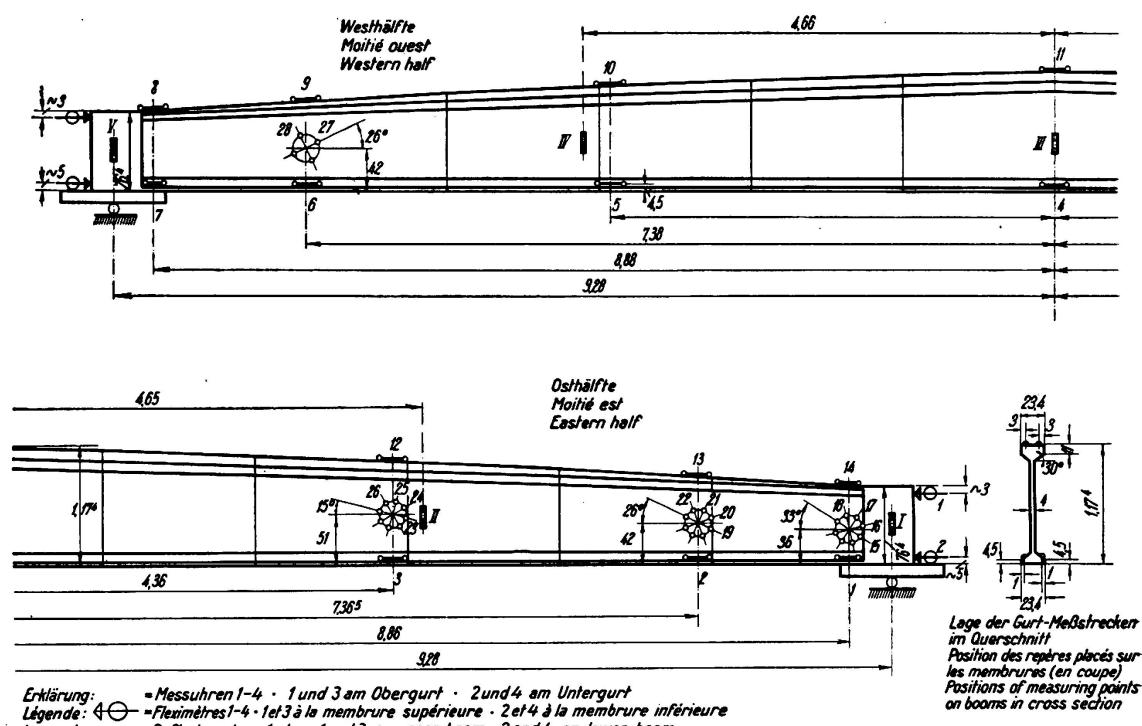


Fig. 1

### Disposition des repères

20 m a donné les moments suivants dans la section médiane, pour une pré-contrainte des armatures de 5500 kg/cm<sup>2</sup>:

9,67 tm pour le poids propre + l'installation de mise en charge.

59.5 tm pour la charge utile maxima.

69.2 tm environ au total.

La contrainte maxima dans le béton, résultant du poids propre + la charge utile maxima + l'installation de mise en charge se monte à (fig. 2) :  $p = 2000 \text{ kg/m}^2$

143.7 kg/cm<sup>2</sup> (compression) dans la membrure supérieure.

18.9 kg/cm<sup>2</sup> (compression) dans la membrure inférieure.

La fibre neutre se trouve donc en-dessous de la fibre inférieure de la poutre. Pour une précontrainte de  $3500 \text{ kg/cm}^2$  seulement, on a mesuré une compression de  $160 \text{ kg/cm}^2$  dans la membrure supérieure et une traction de  $40 \text{ kg/cm}^2$  dans la fibre inférieure. Une précontrainte d'environ  $5000 \text{ kg/cm}^2$

n'engendre aucune contrainte dans la fibre extrême inférieure de la poutre. La précontrainte seule, sans le poids propre, donne une compression de 205 kg/cm<sup>2</sup> dans la fibre inférieure.

La poutre a, en son milieu, une section de 1008 cm<sup>2</sup> et son armature inférieure est de 64 fers de 5,4 mm, ce qui est la réduction du diamètre de 16 mm choisi pour la poutre réelle. La poutre, ainsi que nous l'avons dit, a été exécutée en plusieurs tronçons

de telle sorte que l'on a en tout 12 pièces qui se suivent dans le sens de la longueur. L'exécution et le durcissement d'un tel tronçon ne nécessitèrent que quelques heures. Entre les différents tronçons on a constaté, avant la transmission de la précontrainte au béton, des fissures de retrait verticales, dont on a pu évaluer la grandeur à 1/20<sup>e</sup> de mm environ. Après la transmission de la précontrainte, ces fissures de retrait se sont si bien refermées qu'il était impossible de les découvrir à l'œil nu. Le gypse que l'on avait appliqué comme témoin s'est complètement effrité. Le

laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole Polytechnique de Stuttgart a effectué des mesures d'allongement dans les membrures suivant la direction des contraintes principales et dans le sens de la bissectrice entre les contraintes principales et les axes. Ces mesures ont donné de la compression pour toutes les contraintes principales. On peut en tirer les conclusions suivantes (fig. 3) :

La poutre précontrainte à 5500 kg/cm<sup>2</sup> s'est comportée sous la charge complète comme une poutre homogène dans laquelle le moment d'inertie de toute la section collabore à la flexion. La membrure inférieure n'est soumise ni dans les directions des contraintes principales ni dans aucune autre direction à des contraintes de traction. Par suite du grand moment d'inertie, le fléchissement de la poutre est relativement très petit et se monte à 1/750<sup>e</sup>, ce qui correspond, pour une poutre métallique ayant une section semblable, à une sollicitation de 500 kg/cm<sup>2</sup> seulement.

L'explication de cette répartition extraordinairement favorable des contraintes se trouve dans la précontrainte des fers longitudinaux et des étriers. Pour des contraintes  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  on obtient, d'après le problème plan connu, les contraintes principales au moyen de l'équation :

$$\sigma_{I, II} = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}; \quad \operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2\tau}{\sigma_y - \sigma_x}$$

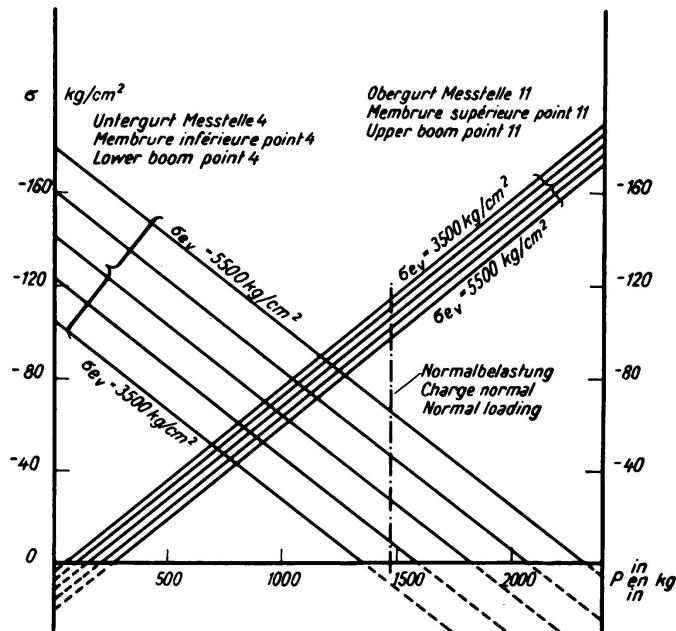


Fig. 2.

Section médiane.

Dans les constructions normales de béton armé on a pour la fibre neutre  $\sigma_x = \sigma_y = 0$ . De là on tire la contrainte de traction principale oblique  $\sigma_{II} = -\tau$  inclinée d'un angle  $\varphi = 45^\circ$ . Il est évident que la contrainte principale de traction diminue sous l'effet d'une contrainte normale  $\sigma_x$  (précontrainte de compression). Dessinons le cercle de Mohr pour  $\sigma_x = \tau$  on n'obtient qu'une contrainte principale de traction de (fig. 4)

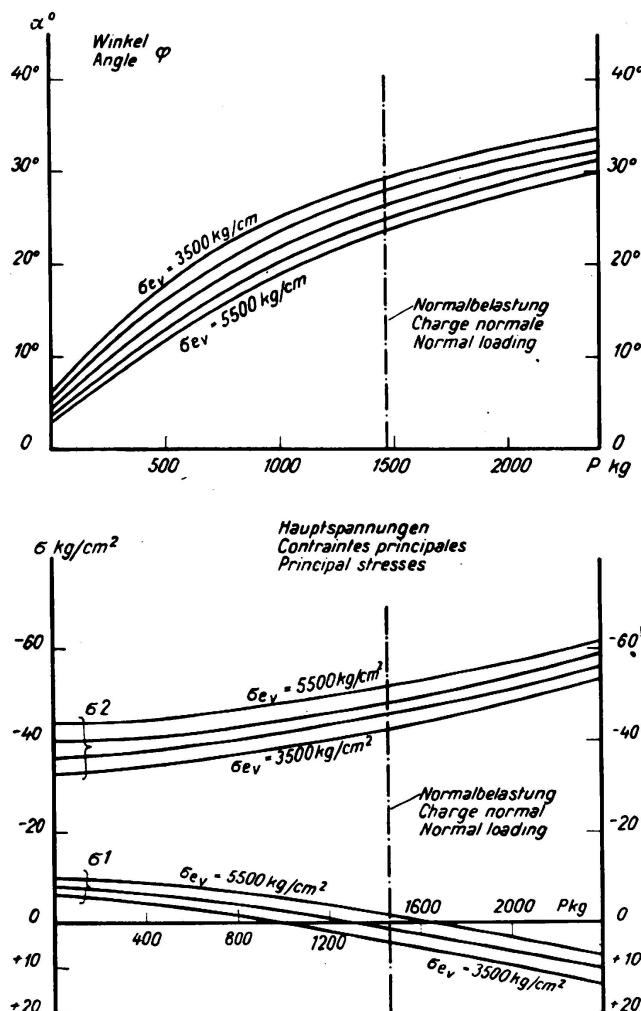


Fig. 3.  
Section 1—14.

Le moment total en travée se monte à environ 2000 tm et le rapport du moment de la charge utile au moment du poids propre est d'environ 1,2. Comparons cette portée, qui n'a jamais été atteinte par des poutres, avec des ponts déjà exécutés, on constate que le rapport est tout-à-fait favorable entre le moment de la charge utile et le moment du poids propre.

Avec les mêmes sollicitations, une poutre de 100 m de portée aurait un poids propre moyen de 5 t/m et serait capable de supporter une surcharge de 3 t/m. La compression admissible est encore faible par rapport à ce que nous avons dit précédemment.

Des tuyaux à haute pression exécutés d'après ce procédé et pour lesquels la précontrainte des fers a été réalisée, comme nous l'avons indiqué, par accroissement de la pression intérieure, ont donné le résultat suivant:

$$\sigma_{II} = \frac{\tau}{2}(1 - \sqrt{5}) = -0,618 \tau$$

Si l'on prend  $\sigma_x = 2 \tau$ , on obtient la contrainte principale de traction maxima  $\sigma'_{II} = -0,414 \tau$ . Ajoutons à  $\sigma_x = \tau$  une précontrainte verticale (au moyen des étriers)  $\sigma_y = \tau$ , on obtient la contrainte principale de traction  $\sigma''_{II} = 0$  et la contrainte principale de traction  $\sigma''_I = 2 \tau$ . Cet état peut être facilement réalisé par la précontrainte des étriers, ce qui a été fait, dans notre cas. La traction disparaît complètement pour le cisaillement et le cisaillement peut atteindre la moitié de la compression admissible.

Pour les contraintes que nous venons d'indiquer, à savoir une compression de  $145 \text{ kg/cm}^2$  dans le béton, la poutre peut supporter une charge utile égale à 7 fois son poids propre.

La poutre réelle doit posséder une section moyenne de  $0,84 \text{ m}^2$ .

De petits tuyaux d'essai de 440 mm de diamètre intérieur et de 37 mm d'épaisseur furent essayés à une pression de 90 atm. sans que l'on ait pu constater la moindre perte d'eau. Par contre, un tuyau de mêmes dimensions et avec la même armature, mais sans précontrainte n'a pas résisté à plus de 6 atm. sans perdre son étanchéité. Le fait le plus remarquable est que, sous l'effet de la précontrainte, le tuyau ait pu supporter une pression de 550 kg/cm<sup>2</sup> quelques heures seulement après le commencement de sa fabrication.

Le même principe a été transposé à des tuyaux à haute pression de grand diamètre et qu'on fabrique actuellement d'une façon courante. On construit très facilement par exemple des tuyaux de 800 mm de diamètre et 5 cm d'épaisseur résistant à une pression de 16 atm. quelques heures seulement après le commencement de l'exécution. Dans ce cas le béton supporte une compression de 140 kg/cm<sup>2</sup> 3 heures environ après son coulage. Un fait est très intéressant à constater: on a soumis de tels tuyaux à une surpression croissant jusqu'à ce que les tuyaux transpirent; on a supprimé cette pression et l'on a fait agir une nouvelle pression égale à la pression admissible, les tuyaux se sont montrés parfaitement étanches. Par suite de la précontrainte, les fissures qui se produisent sont pour ainsi dire complètement resoudées dans la suite. Cela a une très grande importance pour les surcharges agissant par choc (coups de bâlier).

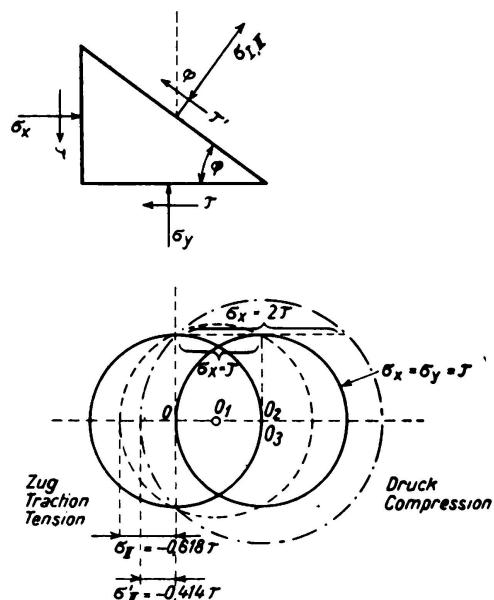


Fig. 4.

## II b 2

### L'amélioration de la sécurité à la fissuration dans les ouvrages en béton armé.

Die Erhöhung der Rißsicherheit bei Eisenbetonbauten.

Reducing the Risk of Cracks in Reinforced Concrete Structures.

Regierungs- und Baurat a. D. Dr. Ing. W. Nakonz,  
Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau A.-G., Berlin.

Tout spécialiste du béton armé sait combien il est difficile de réaliser des ouvrages en béton armé absolument exempts de fissurations, même en prévoyant des armatures suffisantes et en apportant tous les soins à l'exécution. C'est ainsi que la plupart des poutres en béton armé présentent de très fines fissures. Ces défauts sont dûs à un dépassement de la résistance à la traction du béton sous l'influence des contraintes de flexion qui résultent du poids propre, de la charge extérieure, de la température, ou sous l'action des contraintes dues au retrait, ou même, dans la plupart des cas, de la mise en jeu simultanée de ces deux sortes de contraintes.

Ces fissures très fines sont sans aucun rapport avec la résistance de l'ouvrage; en effet, dans les calculs statiques, la résistance à la traction du béton n'est pas prise en considération; toutes les contraintes qui se manifestent du côté travaillant à la traction sont transmises aux fers d'armature qui s'y trouvent. Ces fissures peuvent néanmoins, avec le temps, permettre à l'air ambiant de parvenir jusqu'aux fers et d'amorcer une attaque par la rouille, si cet air est humide ou s'il contient des vapeurs acides. Il y a 25 ans environ, de vives discussions ont bouleversé à ce sujet le monde des spécialistes. L'expérience a montré depuis lors qu'un tel danger n'existant pas lorsque les ouvrages en béton armé étaient exécutés avec soin et qu'il n'y avait pas à redouter la rouille et la destruction lente des armatures en acier.

Cette question de la résistance du béton à la fissuration est revenue à l'ordre du jour au cours de ces dernières années, à la suite de l'adoption des aciers à haute résistance et de l'exécution d'ouvrages de portées de plus en plus grandes. Les fers généralement employés jusqu'à maintenant peuvent, suivant les réglementations allemandes concernant le béton armé, être chargés à  $1200 \text{ kg/cm}^2$ . Avec l'acier St. 52 on a pu récemment porter les contraintes admissibles à 1500 et  $1800 \text{ kg/cm}^2$ . L'adoption de contraintes admissibles plus élevées, entraîne, en général, une augmentation des contraintes de traction; la sécurité à la fissuration est ainsi plus faible.

Les portées des ponts en poutres ont été constamment augmentées au cours de ces dix dernières années. Le pont de Großmehring sur le Danube, achevé en

1930, a une portée de 61,50 m dans l'ouverture centrale; le pont des SA à Bernburg, ouvert au trafic en 1934, franchit la Saale avec une ouverture de 61,78 m. Ce sont là deux ponts en poutres, d'ailleurs avec travée de liaison dans l'ouverture centrale ou dans l'ouverture principale.

En matière de halls, nous avons construit des cadres à deux articulations d'environ 53,0 m de portée. Nous décrirons d'ailleurs à la fin de cet exposé une ferme isostatique reposant sur deux appuis, avec portée libre de 50,0 m et portée de 50,80 m entre appuis.

Il faut admettre que cette évolution se poursuivra et que dans l'avenir on franchira des portées plus grandes encore avec des ouvrages en béton armé travaillant à la flexion. La réduction du poids propre présente une importance capitale dans les grandes portées. Les sections de béton armé doivent être aussi légères que possible. La section du béton soumise à la traction est plus faible, la contrainte de traction dans le béton est donc plus élevée et la sécurité à la fissuration se trouve réduite.

Dans les conditions où elle intervient dans les ouvrages en béton armé, la résistance du béton à la traction varie, suivant la qualité de l'exécution, entre 12 et 25 kg/cm<sup>2</sup>. La résistance à la traction par flexion, qui est en général meilleure, varie entre 25 et 50 kg/cm<sup>2</sup>; il faut toutefois observer que l'on ne peut obtenir une résistance à la traction fléchie de 50 kg/cm<sup>2</sup> qu'en prenant les plus grands soins à l'exécution et en employant les matériaux additionnels de la meilleure qualité, les mélanges étant relativement secs.

L'aptitude à l'allongement du béton soumis à la traction varie à peu près entre 0,1 et 0,2 mm/m, c'est-à-dire qu'à partir des valeurs ci-dessus, le béton commence à se fissurer. Avec des bétons convenablement choisis, on peut éléver cette valeur limite à 0,3 mm/m. Ceci ne tient toutefois pas compte de la déformation plastique, dont l'importance a été relativement peu étudiée, jusqu'à maintenant, pour le béton soumis à la traction. Cette influence peut multiplier peut-être par 2 ou par 3 les possibilités d'allongement effectif du béton.

Le retrait d'un béton utilisable pour la construction des ouvrages en béton armé est en général considéré comme égal à environ 0,4 mm/m. Une grande partie de ce retrait est déjà atteinte au bout de quelques mois. Le béton continue toutefois à se rétracter lentement par la suite, le retrait définitif étant réalisé au bout d'environ 5 ans. La vitesse du processus de retrait est dans une large mesure influencée par la plus ou moins grande humidité de l'air environnant. Dans les endroits secs et chauds, on sait que le retrait du béton se produit très rapidement. Sous l'eau, le béton n'accuse aucun retrait, il gonfle au contraire.

La valeur de 0,4 mm/m indiquée ci-dessus pour le retrait ne peut toutefois être considérée que comme une valeur de laboratoire. Les ouvrages très massifs et principalement les ouvrages à l'air libre accusent un retrait plus faible car l'humidité naturelle de l'air ambiant réduit l'importance du retrait. Si l'on compte avec un retrait de 0,15 à 0,2 mm/m, on peut considérer que l'on met ainsi déjà à contribution une fraction importante des possibilités d'allongement du béton même en tenant compte du fait que la déformation plastique exerce un effet de décharge. On a constaté en tout cas que les ouvrages en béton armé dont le séchage est très rapide, présentent déjà des fissures fines dues au retrait lui-même.

Dans les poutres en béton armé de grande portée, la contrainte de traction dans le béton sous l'influence du retrait est en général plus faible que la contrainte de flexion due aux charges extérieures, en particulier le poids propre, la charge roulante, et éventuellement la température. Il faut tabler sur des allongements de 0,2 à 0,4 mm/m si l'on veut pouvoir construire économiquement. Or les possibilités d'allongement du béton sont ainsi déjà dépassées dans la plupart des cas; il en résulte des fissures fines plus fortes sur le côté travaillant à la traction, fissures qui deviennent même visibles pour l'oeil non exercé.

Il est tout naturel que l'on s'efforce, ne serait-ce dans la plupart des cas que pour des raisons d'esthétique, d'éviter ces fissures dans toute la mesure du possible. La meilleure solution serait que l'industrie du ciment puisse réussir à fournir un ciment susceptible de conférer au béton une résistance plus élevée à la traction, ou de réduire l'élasticité E du béton soumis à la traction, c'est-à-dire d'élever son allongement.

Il est tout-à-fait certain que la comparaison du béton aux pierres naturelles, qui accusent une résistance à la compression beaucoup plus élevée que leur résistance à la traction, ne peut nous permettre aucun espoir très large. Il faut constater également qu'au cours de ces dernières années, on n'a pour ainsi dire réalisé aucun progrès dans le sens d'une augmentation de la résistance du béton à la traction. Si l'on pouvait seulement améliorer la résistance à la traction par flexion d'un bon béton, qui se monte actuellement à 40 kg/cm<sup>2</sup>, d'environ 50 %, pour la faire passer à 60 kg/cm<sup>2</sup>, ce serait déjà là un très grand progrès. Nous pourrions ainsi entreprendre de nombreux ouvrages devant la construction desquels nous avons reculé jusqu'à maintenant par crainte de la fissuration. Etant donné la faible résistance propre du béton à la traction, il ne semble pas impossible que l'on arrive à réaliser, dans un avenir plus ou moins rapproché, une amélioration de l'ordre de 50 %.

Une autre mesure d'ordre général consisterait à régler la répartition définitive des contraintes en faisant intervenir des contraintes préalables telles que la contrainte de traction dans le béton se trouve réduite à une valeur acceptable. Cette précontrainte peut provenir soit du ciment, soit aussi du fer. Dans le premier cas, il faudrait recourir à un ciment qui accuse un gonflement préalable, au lieu de se rétracter comme les ciments employés jusqu'à maintenant. On ne peut pas encore prévoir si l'industrie du ciment parviendra par la suite à obtenir un tel ciment. Dans un article publié par Henry Lossier: « Les fissures du béton armé »,<sup>1</sup> l'auteur annonce que l'industrie française serait prochainement en mesure de fournir un ciment répondant à cette exigence.

Les tentatives en vue de provoquer dans le béton des contraintes préliminaires en agissant sur les fers sont presque aussi vieilles que le béton armé lui-même. En 1907, Koenen publiait déjà dans le Zentralblatt der Bauverwaltung, un projet très étudié à ce sujet; son article était intitulé: « Verfahren zur Erzeugung einer Anfangsdruckspannung in Zuggurkbeton von Eisenbetonbalken ».

Si aucune fissure ne doit se manifester dans le béton, c'est-à-dire si sa résistance à la traction ne doit pas être dépassée, il faut à l'avance, dans le calcul et le choix des dimensions des ouvrages; veiller à ce que la contrainte de traction

<sup>1</sup> Le Génie Civil, 1936, pages 182 et suivantes.

par flexion  $\sigma_{bz}$  se tienne dans des limites convenables. Dans les constructions courantes, on s'abstient à juste titre d'exiger le contrôle des contraintes de traction par flexion, d'autant plus qu'elles n'impliquent par elles-mêmes aucune signification pratique précise et qu'il s'y ajoute encore les contraintes de retrait, qui dépendent dans une large mesure de la répartition et de la section des armatures. Les prescriptions concernant le béton armé sont établies de telle sorte que si on les observe avec soin et judicieusement, les quelques fissures qui peuvent se manifester sont sans importance. La norme DIN 1075 concernant le calcul des ponts de construction massive « Berechnungsgrundlagen für massive Brücken » prévoit la vérification des contraintes de traction par flexion pour les ponts en poutres de béton armé dont la portée entre appuis dépasse 20 m; on y trouve à ce sujet cette prescription que  $\sigma_{bz}$  ne doit pas être plus grand

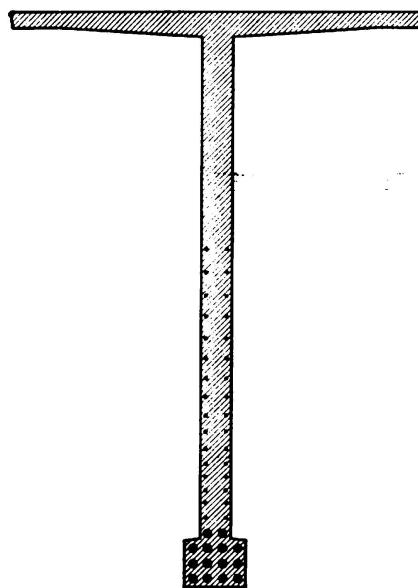


Fig. 1.

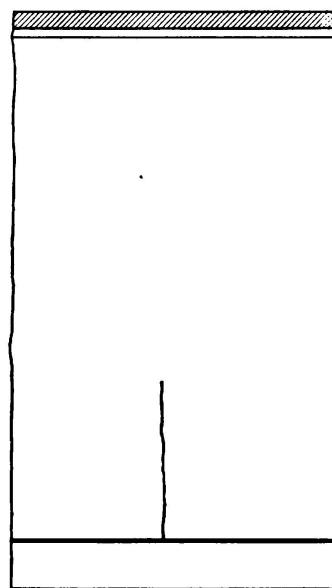


Fig. 2.

que le  $1/5$  de la résistance du béton à la compression; faute de quoi, il faut prendre toutes dispositions spéciales contre les fissurations dangereuses. Cette prescription est essentielle; il est à souhaiter qu'elle soit appliquée également ou dans des conditions semblables aux éléments de halls et à toutes les autres réalisations de la construction des charpentes en béton armé.

Dans une étude sur « Le Pont sur le Danube à Großmehring »<sup>2</sup> j'ai vérifié les contraintes maxima de traction par flexion pour une série de ponts en poutres de béton armé de grande portée; les valeurs trouvées variaient entre 37 et 47 kg/cm<sup>2</sup>. Pour le pont sur la Saale, à Bernburg, dont il a été question au début, on constate une valeur maxima de  $\sigma_{bz}$ , de 55 kg/cm<sup>2</sup>. Dans l'état actuel de la technique du béton, on ne pourrait guère considérer comme admissibles des valeurs plus élevées, à moins de prendre des dispositions toutes spéciales.

Dans les constructions en béton armé de grande portée, les poutres sont déjà assez hautes; c'est ainsi que dans le pont sur le Danube à Großmehring, qui a été mentionné déjà plusieurs fois, la hauteur des poutres atteint 2,75 m au

<sup>2</sup> Zentralblatt der Bauverwaltung, 1931, pages 123 et suivantes.

milieu des travées et 5,40 m au-dessus des appuis. Pour de telles sections et autre l'armature de traction calculée, que l'on doit disposer dans la zone marginale, il faut également prévoir une armature longitudinale suffisante qui doit être placée le long des surfaces extérieures, au-dessus de toute la zone tendue, afin d'empêcher la formation des fissures entre l'armature de traction proprement dite et l'axe neutre, ou tout au moins pour assurer une meilleure répartition de ces fissures. Dans une section suivant la fig. 1, dans laquelle il a été prévu la place nécessaire pour l'adjonction des fers de traction, par renforcement en forme de T du bord inférieur de la poutre, on a observé que le béton ne se fissure pas dans la section inférieure renforcée, mais qu'il se forme des fissures au-dessus, dans la partie mince de l'âme; l'armature longitudinale représentée sur la fig. 2 est destinée à s'opposer à la formation de ces fissures. Par suite de la présence de nombreux fers dans la zone inférieure marginale, les possibilités d'allongement du béton à cet endroit se trouvent augmentées; il en résulte une certaine déformation plastique, qui explique l'absence de fissures.



Fig. 3.

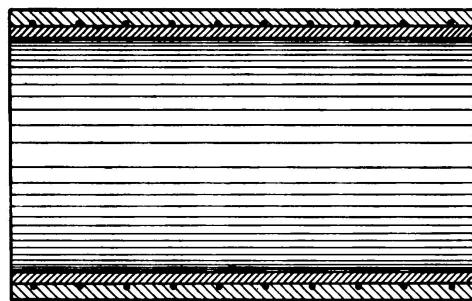


Fig. 4.

Il importe de signaler également deux erreurs que l'on commet fréquemment; l'une consiste à accumuler un trop grand nombre de crochets dans la même section, l'autre à faire varier les sections par introduction d'évidements ou d'échelonnements en gradins.

Dans la mesure du possible, les crochets ne doivent pas être disposés dans la zone de traction du béton. Dans les sections qui accusent des contraintes fortement alternées, comme par exemple les angles des cadres, il arrive que l'on ne puisse pas toujours les éviter; il ne faut cependant pas terminer simultanément, au même endroit, de nombreux fers par un crochet; la courbure du crochet provoque en effet une diminution importante de la section du béton; il peut en résulter une fissuration à l'endroit considéré.

Les variations brusques de section sont également très défavorables. Il faut même éviter de placer, dans la zone travaillant à la traction, de petits évidements destinés à assurer le passage de canalisations par exemple. Lorsque l'on ne peut pas se dispenser de le faire, il faut prévoir à cet endroit des fers supplémentaires pour éviter la formation de fissures.

La mise en tension préalable des fers, dont il a été question plus haut, a été souvent appliquée avec d'excellents résultats pour les pièces en béton armé préparées à l'avance. Les tubes RUML en offrent un exemple intéressant; dans ces tubes, les armatures annulaires sont soumises à une contrainte préalable, de

telle sorte que même pour des pressions d'eau intérieures élevées, le béton ne reçoit aucune contrainte de traction sous l'influence des efforts tangentiels qui se manifestent, mais se trouve toujours sollicité à la compression.<sup>3</sup> La figure 3 représente une section de ce tube et la figure 4 une coupe longitudinale. La partie intérieure jusqu'aux armatures, est tout d'abord bétonnée entre coffrages; après son durcissement, on enroule autour du noyau de béton ainsi constitué une armature en acier allongée par chauffage dans un four à huile. La troisième phase de la fabrication consiste à poser la partie extérieure en béton. On assure que ces tubes sont parfaitement étanches même sous des pressions de 10 atmosphères. Ils sont très largement employés en Tchécoslovaquie et dans quelques autres pays.

Dans les ouvrages en béton armé qui sont entièrement édifiés sur place, on a soumis avec succès à une contrainte préalable des éléments travaillant purement à la traction, tels que des tirants de fermes pour halls ou de ponts en arc. Suivant les projets de *Dischinger*, les tirants des ponts en arc en béton armé avec poussée horizontale compensée sont soumis à une contrainte préliminaire à l'aide de presses hydrauliques. *Pujade-Renaud* décrit dans une étude intitulée « Les hangars triples à hydravions de la base maritime de Karouba (Tunisie) »<sup>4</sup> des hangars d'aviation français, dans lesquels la structure portante est constituée par des fermes en arc encastrées. La poussée horizontale est compensée par des fers ronds dans la mesure où elle ne peut pas être transmise au sol; ces fers vont d'un appui à l'autre et sont noyées dans le sol. Pour réaliser ici la mise en charge préalable, on a écarté les fers des tirants, les uns des autres, en leur milieu.

Cette disposition des tirants avec mise sous contrainte préalable a été également employée avec succès, en Allemagne, dans la construction de grands halls avec structures portantes en arc; dans la plupart des cas, on a utilisé des presses hydrauliques, qui permettent d'appliquer exactement les efforts prévus.

Les figures 5 et 6 représentent un hall de grande portée sans appuis intermédiaires, constitué par des arcs de 100 m de portée entre les naissances avec poussée horizontale compensée. Les fermes en arc sont distantes de 5,0 m. Elles portent des deux côtés sur des appuis continus, dans lesquels viennent s'ancrer les tirants, constitués par des fers ronds de 40 mm de diamètre. Ces fers se terminent à la manière courante par des crochets ancrés dans le béton. Ces tirants ont été tout d'abord coupés au milieu du hall, afin de permettre l'insertion en cet endroit des presses hydrauliques destinées à produire la mise sous contrainte préalable. Cette solution présentait en effet l'avantage que les moitiés correspondantes des fers, ayant environ 53 m de longueur, pouvaient être fournies par l'aciérie aux longueurs définitives voulues, sans qu'il soit nécessaire de prévoir une soudure sur le chantier. On peut se rendre compte par la figure 7 des particularités de la fermeture de ces tirants et du mode de mise en charge. Les fers qui viennent de l'appui de gauche sont bétonnés à leurs extrémités de droite dans une poutre d'ancrage disposée à droite du milieu du hall; les fers qui viennent de l'appui de droite sont bétonnés à leurs extrémités de gauche dans une deuxième poutre d'ancrage située à gauche du milieu du hall. Les fers des deux côtés chevauchent donc les uns par rapport aux autres, au milieu, d'environ

<sup>3</sup> Voir „Eisenbetonrohre R.T.-System Ruml“, par le Dr. Fr. Emperger, Beton und Eisen, 1931.

<sup>4</sup> La Technique des Travaux, 1934, pages 85 et suivantes.

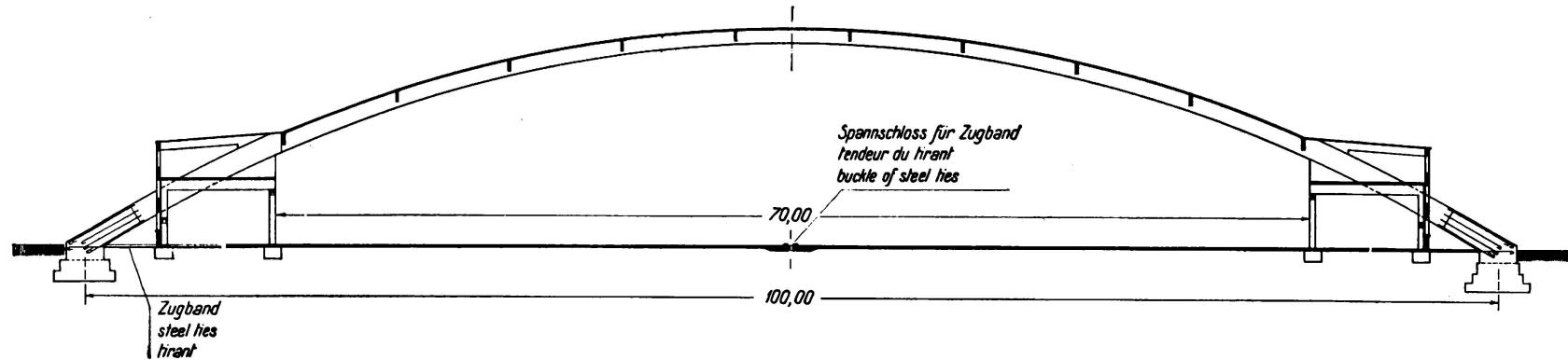


Fig. 5.

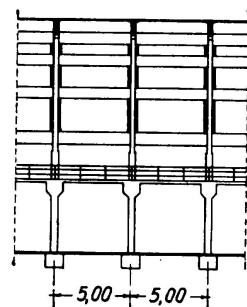


Fig. 6.

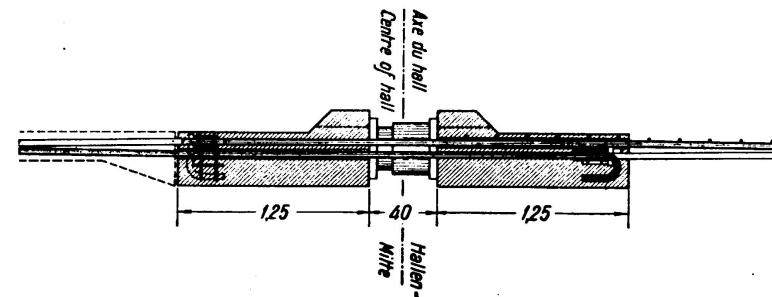


Fig. 7.

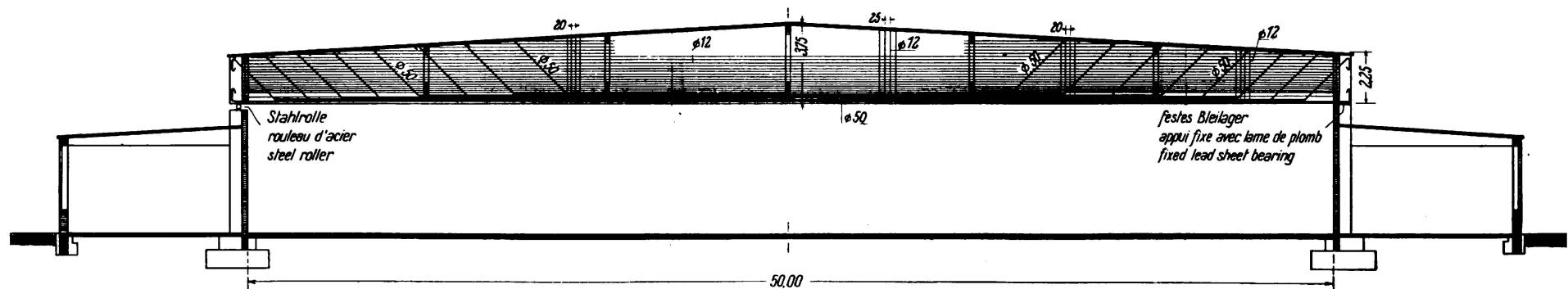


Fig. 8.

3,0 m. Les fers de gauche traversent la poutre d'ancrage de gauche et ceux de droite traversent également la poutre d'ancrage de droite, à l'intérieur de tubes à gaz. Entre les deux poutres d'ancrage on a intercalé, pour le décintrement, des presses hydrauliques de 50 tonnes chacune. Ces presses ont permis d'écartier les poutres d'ancrage l'une de l'autre et de communiquer ainsi aux tirants la contrainte nécessaire. La mise en action des presses hydrauliques a été effectuée simultanément avec la décharge des cintres, qui reposaient sur des vérins. La position des appuis a été mesurée, au cours du décintrement, avec des comparateurs à cadran Zeiss, assurant une précision de mesure du  $\frac{1}{100}$  mm. On a tout d'abord communiqué aux fers des tirants une certaine charge préalable, puis on a commencé l'opération de décintrement. Dès que les comparateurs Zeiss des appuis ont accusé un déplacement, on a élevé la contrainte préalable, puis on a à nouveau dégagé les cintres; on a ainsi continué l'opération, en élevant progressivement la mise en charge préalable et en dégageant progressivement les cintres, alternativement, jusqu'à obtenir la contrainte préalable voulue dans les tirants, le décintrement étant complet. Les déplacements qui se sont manifestés sur les appuis atteignaient ainsi moins de 1 mm; ceci est absolument insignifiant par rapport à la portée de 100 m, car l'étirage des fers atteignait 58 mm.

La mise en charge préalable des tirants d'un ouvrage travaillant à la flexion, bétonné sur place, est plus difficile. De nombreux projets ont été étudiés à ce sujet. Dans son nouvel ouvrage: « Une révolution dans les techniques du béton », Freyssinet décrit une poutre en béton armé dans laquelle tous les fers sollicités à la traction ainsi que ceux qui ont été prévus pour absorber les efforts tranchants, sont soumis à une contrainte préalable.<sup>5</sup> Le procédé est bien étudié mais d'une réalisation très longue; il nous semble que son économie ne soit pas certaine. On a toujours constaté jusqu'à maintenant que tous ces procédés sont difficiles à réaliser pratiquement, avec les moyens dont on dispose sur le chantier. Il faut espérer que l'avenir nous apportera une évolution intéressante dans ce sens.

Outre les dispositions qui viennent d'être mentionnées, il faut également signaler celles qui ont pour but d'élever la résistance du béton à la traction et d'assurer une sécurité suffisante contre la formation de fissures gênantes. Viennent ici en premier lieu les dispositions qui permettent d'élaborer un béton aussi résistant que possible à la traction, c'est-à-dire le choix d'un ciment approprié, de matières additionnelles convenables, la préparation et la mise en œuvre judicieuses du béton.

En ce qui concerne la résistance du béton à la traction proprement dite et à la traction par flexion, nous ne disposons pas de résultats expérimentaux aussi nombreux qu'au sujet de sa résistance à la compression. Nous sommes donc provisoirement obligés d'admettre que l'élévation de la résistance à la traction est soumise aux mêmes lois que l'élévation de la résistance à la compression, c'est-à-dire que le béton est d'autant plus résistant à la traction que sa résistance à la compression est élevée, sans que toutefois les deux caractéristiques augmentent dans les mêmes rapports. Il n'est pas à recommander d'envisager la construction d'ouvrages en béton armé de grande portée qui doivent être sollicités à la

<sup>5</sup> Voir aussi le 4<sup>e</sup> vol. des «Mémoires» de l'A.I.P.C. et la Publication Préliminaire du Congrès de Berlin.

flexion avec un béton de qualité courante et une résistance moyenne à la compression de l'ordre de 150 à 180 kg/cm<sup>2</sup>. Si l'on veut assurer la sécurité contre la fissuration, le béton doit accuser une résistance à la compression de 250 à 300 kg/cm<sup>2</sup> et plus même si possible.

Pour obtenir de telles résistances, il faut adopter des ciments à haute et à très haute résistance, qui accusent une résistance à la traction aussi élevée que possible. Ils doivent également être choisis de telle sorte que leur retrait soit aussi faible que possible, tout au moins au début. Tout spécialiste sait que le retrait du ciment est essentiellement variable; il existe certains ciments qui donnent des résultats très favorables; par contre, il existe d'autres sortes de ciments dans lesquels on a pu constater un retrait très prononcé. L'interprétation de cette caractéristique est toutefois encore actuellement une affaire de sentiment, car on n'a pas encore mis au point de procédé expérimental parfait pour la mesure du retrait et toutes les fabriques de ciment ne sont pas en mesure de donner des indications précises à leurs clients, non seulement sur la finesse de mouture et sur la résistance à la compression à envisager, mais aussi sur les caractéristiques de retrait de leurs ciments.<sup>6</sup>

Par ailleurs, il ne faut pas perdre de vue que, d'après ce qui précède, la contrainte de traction par flexion dans le béton peut, par suite de l'intervention du retrait, dépasser la contrainte de traction, d'autant plus que cette dernière est encore réduite favorablement par la déformation plastique du béton. Il faut donc choisir la proportion de ciment en tenant également compte du risque d'une élévation du retrait. Lorsque l'on emploie les ciments à haute et à très haute résistance, l'avantage qui résulte de leur plus grande résistance est d'ailleurs plus marqué que l'inconvénient que provoque une augmentation du retrait correspondant à une augmentation de la proportion de ciment et aussi la plus grande finesse de mouture des ciments à haute résistance.

L'élasticité du béton est sujette à de fortes variations et dépend essentiellement de la nature et de la composition des matériaux additionnels et des liants employés, de la proportion d'eau, du mode d'élaboration et de mise en oeuvre, de même que de la nature et de la valeur effective des contraintes. *Hummel* a publié<sup>7</sup> à ce sujet des informations numériques détaillées. Au cours de mesures d'allongement à la traction par flexion sur un béton constitué par des éléments additionnels variés, avec une teneur en ciment à haute résistance de 350 kg au m<sup>3</sup>, sous une consistance légèrement plastique, il a en particulier obtenu les chiffres ci-après:

Eléments additionnels	$\sigma_{bz}$ kg/cm <sup>2</sup>	Valeurs de rupture		Résistance à la compression
		Allongement spécifique en $1 \cdot 10^{-4}$	E kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{bd}$ kg/cm <sup>2</sup>
Porphyre rouge quartzeux	48	2,94	163 000	479
Quartzite	49	2,89	169 000	483
Eclats de psammite	50	2,66	188 000	485
Eclats concassés	44	1,98	222 000	488
Eclats de basalte	48	1,93	249 000	555

<sup>6</sup> Voir à ce sujet mon étude: „Entwicklungsrichtungen im Eisenbetonbau“, Bautechnik, 1936, page 141.

<sup>7</sup> „Beeinflussung der Betonelastizität“, Dr. Ing. *Hummel*, Zement 1935, pages 665 et suivantes.

Pour une même valeur de la résistance du béton à la traction par flexion, soit  $\sigma_{bz} = 48 \text{ kg/cm}^2$ , l'allongement spécifique moyen du béton préparé avec porphyre quartzeux rouge est de  $2,94 \cdot 10^{-4}$ ; par contre celui du béton préparé avec des éclats de basalte n'est que de  $1,93 \cdot 10^{-4}$ . Il est certain qu'un béton accusant un  $\epsilon$  plus élevé et un  $E$  plus faible se prêtera moins facilement à la fissuration qu'un béton possédant un  $\epsilon$  plus petit et un  $E$  plus élevé; il est extrêmement opportun de tirer profit des résultats de ces investigations pour le choix des éléments additionnels.

La répartition et la section des fers peuvent également exercer une influence sur une fissuration éventuelle. Les fers doivent autant que possible être largement répartis. Cette prescription est d'ailleurs difficile à suivre dans le cas des ouvrages de grande portée, car la nécessité de réduire la section du béton conduit à adopter des fers moins nombreux et de plus forte section. En Allemagne, on emploie presque exclusivement des fers ronds. Depuis quelques années, l'acier Isteg a été lancé sur le marché; il est fort possible que l'emploi de ces fers ou bien de fers avec renflements en forme de noeuds permette sinon d'élèver la capacité de charge, tout au moins de réaliser une répartition plus favorable des fissures.

Dans les fermes de grande portée, il n'est souvent pas possible de se dispenser de joints provisoires lorsque l'on veut assurer une mise en oeuvre convenable du béton en tenant compte des moyens pratiques dont on dispose à cet effet, des affaissements des cintres, etc. Dans toute la mesure du possible, ces joints ne doivent être placés que dans la zone de compression du béton; ils doivent être orientés perpendiculairement à la direction de la compression. S'il est impossible d'éviter de les faire également porter sur la zone de traction, ils auront pour conséquence un affaiblissement de la section du béton qui travaille à la traction; il est alors nécessaire de compenser cet affaiblissement en agrafant le béton, de chaque côté des joints, avec des fers supplémentaires.

La résistance du béton croît continuellement au cours des premières semaines et des premiers mois; plus il est soumis tardivement à sa pleine charge, mieux cela vaut et meilleure est la sécurité à la fissuration. Il est très utile à ce sujet de couvrir le béton dès qu'il a effectué son durcissement et de prendre toutes dispositions pour éviter un séchage prématué. Un béton qui est toujours humide et qui reste toujours humide ne subit pas le retrait; au contraire, il subit plutôt un certain gonflement. On peut donc écarter toute contrainte additionnelle due à un retrait pendant tout le temps que ce béton est ainsi humide et réussir à réduire considérablement les contraintes ultérieures définitives dues au retrait. Il importe également d'effectuer le décintrement aussi progressivement que possible ou, dans le cas où ce ne serait pas possible, de prévoir tout au moins des appuis auxiliaires susceptibles de recevoir la totalité de la charge de l'ouvrage.

Enfin, je me propose de décrire pour terminer une ferme de hall à grande portée qui a été étudiée en tenant compte des points de vue qui précédent et qui est parfaitement réussie à tous points de vue.

La ferme représentée dans les figures 8 et 9 a une portée libre de 50,0 m; elle est constituée par une poutre isostatique reposant sur deux appuis; sa portée effective est de 50,8 m. C'est à notre connaissance la première fois que l'on a adopté une telle disposition pour d'aussi fortes portées. L'intervalle entre les fermes atteint 4,43 m. La couverture en béton armé, qui constitue assemblage

entre les fermes, est de 8 cm d'épaisseur. Elle est d'ailleurs renforcée à 16 cm d'épaisseur aux endroits des fermes, pour fournir là une membrure de compression suffisamment forte. Le renforcement transversal des fermes est assuré par des pannes en forme de cadres, placées à des distances de 8,40 m. La hauteur des poutres est de 3,75 m au milieu; elle est réduite vers les extrémités jusqu'à 2,25 m, afin de fournir à la couverture une pente suffisante. L'épaisseur de l'âme n'est que de 20 cm. Pour recevoir les fers de traction, le bord inférieur a été porté à une largeur de 40 cm sur une hauteur de 31 cm. L'appui fixe est en plomb, l'appui mobile est un rouleau d'acier.

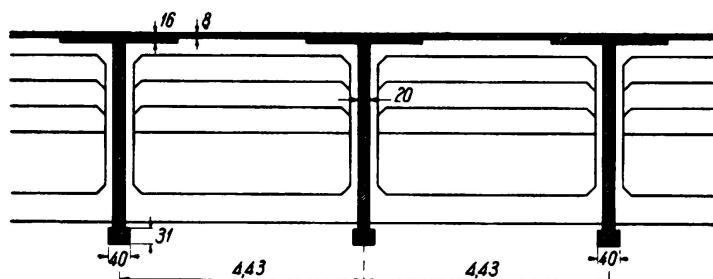


Fig. 9.

La figure 8 représente l'armature de l'une des fermes. Les fers de traction sont chargés au maximum à  $1200 \text{ kg/cm}^2$ ; leur diamètre est de 50 mm. Outre les fers principaux de 50 mm de diamètre et les étriers verticaux de 12 mm de diamètre, il est encore prévu sur les deux parois murales une armature longitudinale en fers ronds de 12 mm de diamètre, qui sont destinés à empêcher la formation de fissures dans l'âme. Ces fers ont pu être supprimés dans la zone travaillant à la compression de la partie moyenne de la poutre; par contre, ils sont prévus effectivement aux deux extrémités sur toute la hauteur de la poutre, afin de pouvoir supporter les efforts tranchants, conjointement avec les fers recourbés et les étriers verticaux. L'exécution soignée du système des armatures, dans les conditions précises du projet et sur de telles poutres présentant de faibles sections, nécessite des précautions toutes particulières.

Le ciment employé est un ciment à très haute résistance, le Novo-Zement des usines Thyssen. On a utilisé comme éléments additionnels du sable et des éclats de porphyre quartzeux. Des essais sur cubes préparés au cours des travaux de bétonnage, ont donné après 28 jours des résistances à la compression de plus de  $400 \text{ kg/cm}^2$ . La mise en oeuvre du béton a nécessité des soins particuliers; elle était rendue difficile par l'étroitesse des sections et par le grand nombre des armatures et en outre par ce fait que le ciment Novo employé commençait à durcir au bout de quelques heures seulement, par la chaude température de l'été. Ces difficultés ont toutefois été très heureusement surmontées. On a réussi à bétonner toutes les poutres dans des conditions telles qu'après le décoffrage, il ne restait aucun nid non garni et qu'aucune retouche n'a été nécessaire.

Pour permettre de maintenir le béton en état d'humidité effective au cours des premières semaines, on a prévu une installation d'humidification par ruissellement. Cette installation était constituée par des canalisations d'eau aboutissant, à droite et à gauche de chaque poutre, directement au-dessous de la toiture, ces canalisations comportant de petits trous espacés d'environ 20 cm entre eux. L'eau giclait à partir de ces trous sur les parois des poutres; il a été ainsi possible de les

maintenir constamment humides pendant environ 6 semaines. La continuation des travaux de construction du hall a imposé l'interruption de cet arrosage.

La figure 10 représente le dispositif de cintrage d'une ferme. Il comporte une cloison simple permettant de réaliser de la manière la plus simple la transmission de la charge vers la partie inférieure, par les bois ronds qui la constituent. La nécessité de préparer rapidement le plancher du hall n'a pas permis de laisser ces appuis en place aussi longtemps qu'il aurait été désirable. Pour pouvoir néanmoins effectuer le décintrement aussi tard que possible, on a prévu dès le début des

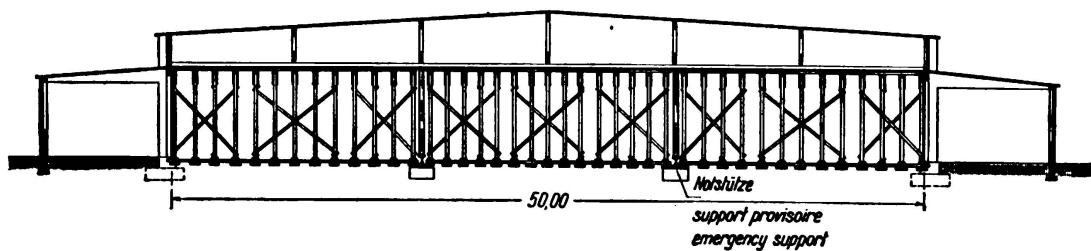


Fig. 10.

appuis auxiliaires aux tiers; chacun de ces appuis était constitué par deux forts bois ronds, montés sur vérins à la partie inférieure et susceptibles de supporter la totalité de la charge de la ferme. Ces appuis auxiliaires n'ont pas gêné la construction ultérieure du hall, pas même en ce qui concerne le plancher. On a donc pu ne les démonter qu'environ 6 semaines après le bétonnage, alors que les autres appuis avaient déjà dû être démontés après 3 semaines.

Après le démontage des appuis auxiliaires, la flèche totale des fermes a atteint au milieu, environ 5 cm, c'est-à-dire environ  $\frac{1}{1000}$  de la portée. Cette flèche ne sera pas sans s'accentuer encore légèrement avec le temps, par suite de la plasticité du béton. Pour en tenir compte, ainsi d'ailleurs que pour améliorer l'effet esthétique, on a donné à la membrure inférieure, à l'avance, une contreflèche de 24 cm au milieu. Tous les phases du travail ont été exécutées avec succès et les fermes n'accusent aucune fissuration, quelle qu'elle soit.

Pour conclure, nous insisterons tout particulièrement sur ce fait que les fissures qui ne résultent que d'un dépassement de la limite de résistance du béton à la traction, donc qui ne sont pas dues à un défaut d'exécution de la construction et en particulier à une insuffisance des armatures, ne peuvent impliquer avec le temps un danger pour l'ouvrage, que lorsque par suite de leur présence, les fers travaillant à la traction se trouvent exposés à la rouille. Si ceci ne peut pas se produire, ces fissures ne présentent absolument aucun inconvénient. Pour éviter la rouille des fers il suffit, au bout de 3 ou 4 ans, lorsque le retrait est à peu près terminé, d'obturer ces fissures, soit par injection d'un enduit de ciment ou d'une peinture élastique, soit à l'aide d'une pâte élastique.

## II b 3

Influence des propriétés pétrographiques des matériaux additionnels sur la résistance des bétons.

Einfluß der petrographischen Eigenschaften der Zuschlagstoffe auf die Betonfestigkeit.

Effect of Petrographical Properties of Aggregates on the Strength of Concrete.

Dr. Ing. A. Král,

Professor der techn. Fakultät an der Universität Ljubljana.

Pour compléter les rapports du thème IIb présentés dans la Publication Préliminaire du 2<sup>e</sup> Congrès des Ponts et Charpentes, il me paraît tout indiqué de décrire une série d'essais modestes mais pourtant caractéristiques effectués au Laboratoire d'essai des matériaux de la Faculté technique de l'Université de Ljubljana (Yougoslavie). Il s'agissait d'étudier l'emploi dans la fabrication d'un béton à haute résistance des matériaux pierreux de la province de Dravebanat.

Cette région forme le coin nord-ouest du royaume et comprend les chaînes est des Alpes calcaires du sud et la partie la plus au nord des Alpes Dinariques. Cette description orographique indique déjà que l'on trouvera principalement dans cette région du calcaire et un peu de dolomite. Cependant il existe dans la vallée moyenne de la Drave un massif de préalpes assez étendu, le Pohorje, constitué principalement de roches éruptives et qui, outre des roches schisteuses tendres, contient encore une roche très bonne, la *tonalite*, sorte de diorite. Cette roche est typique dans la région située entre les Alpes centrales et les Alpes du sud. Elle se distingue du granit par son plus faible pourcentage de quartz qui varie de 16 à 31 % ; elle se compose surtout de plagioclase. Elle est compacte et sa granulation est régulièrement moyenne à fine.<sup>1</sup> Dans les chaînes des Alpes il existe aussi des graviers du genre porphyry, principalement de *ceratophyry* qui d'après leur teneur variable mais plus faible en quartz, se trouvent entre le granit et la syenite. Le *ceratophyry* présente la structure du porphyry, à grains fins. A l'extrême des Alpes, au bord de la plaine pannonienne existent en plusieurs endroits des couches et des blocs d'*andésite*. Cette roche se compose principalement de plagioclase avec grains de magnesite et de verre volcanique. La structure est à fine granulation et même amorphe. Le faible degré de cristallisation et la

<sup>1</sup> Toutes les données minéralogiques et pétrographiques sont tirées de l'expertise très complète faite par l'Institut de minéralogie et pétrographie de l'Université de Ljubljana (Prof. Ing. V. Nikitin).

présence de verre volcanique rendent cette roche assez cassante. En général ce matériau est bon et utilisable dans le but indiqué.

A côté de ces roches éruptives du pays, on employait il y a quelques années un *basalt* tiré de la vallée du Lavant, aux environs de la frontière yougoslave mais déjà sur sol autrichien. De bonnes relations ferroviaires permettaient l'emploi de ce matériau dans un vaste domaine et même en Yougoslavie. Cette roche présente les qualités d'un bon matériau, elle est très régulière et sa structure est à grains fins.

On a soumis à des essais ces quatre types de roches éruptives et on y a ajouté, à titre de comparaison, deux sortes de calcaire et deux dolomites.

Le premier calcaire provient de *Verd*, au sud de Ljubljana, dans la partie nord du Karst; c'est un calcaire paléozoïque avec une assez grande quantité de silicates. Le deuxième est originaire de *Trbovlje*, il est assez pur et appartient stratigraphiquement au trias. Les deux *dolomites* proviennent aussi de couches triassi-ques des Alpes de l'ouest, elles ne diffèrent entre elles que par leur provenance: *Trbovlje* et *Senovo*.

Le sable et le split tirés de ces matériaux ont été combinés dans une composition se rapprochant autant que possible de la courbe de Fuller. Pour la tonalite et pour une série d'éprouvettes avec basalt on a employé un sable de quartz pur. Le ciment à haute résistance employé avait les résistances suivantes:

	traction	compression
après 2 jours	27	377
après 7 jours	36	636

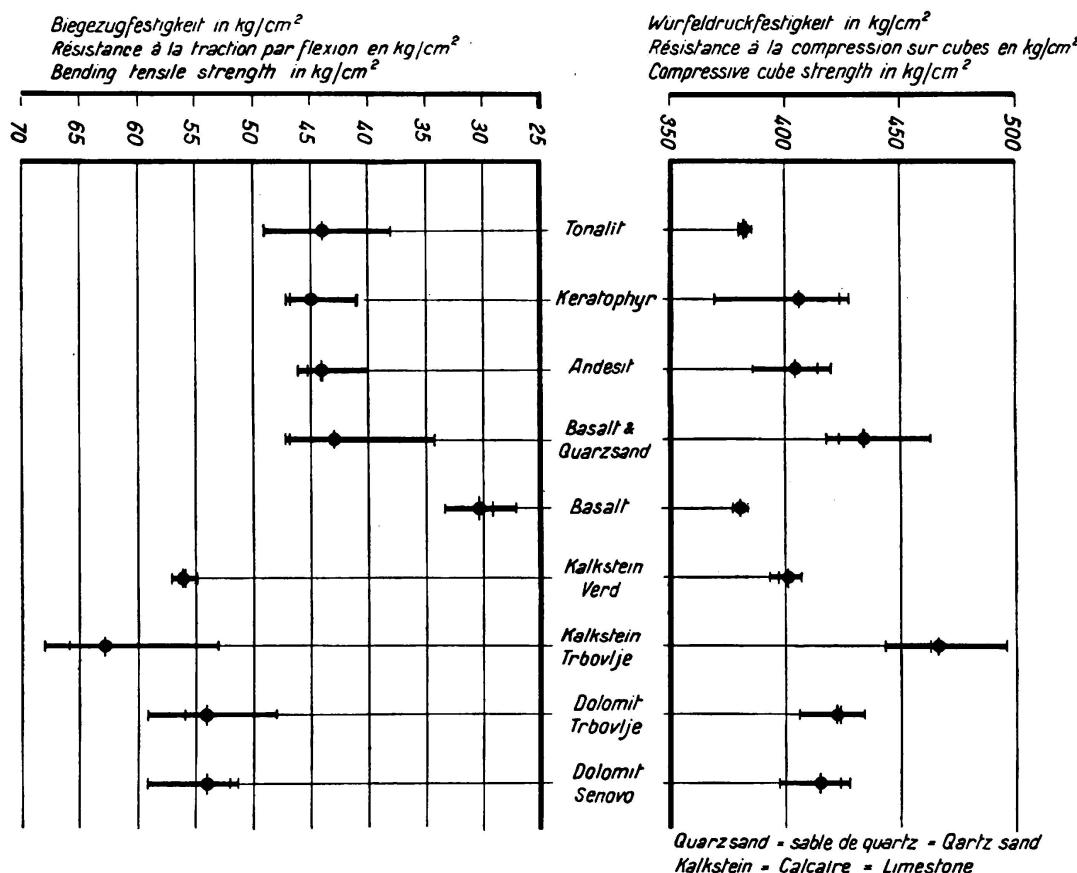
Les éprouvettes furent confectionnées, suivant les prescriptions yougoslaves, à l'aide du pilon de *Klebe-Tetmajer*.

On utilisa 400 kg de ciment par m<sup>3</sup> de béton mis en oeuvre et le rapport eau-ciment était de 0,5; la consistance fut en outre contrôlée par la méthode américaine de Slump afin d'assurer une uniformité très poussée pour toutes les sortes de pierres.

Des nombreuses investigations effectuées, nous ne donnerons dans la suite que la résistance à la compression sur cubes et la résistance à la traction par flexion; pour plus de clarté nous avons représenté graphiquement les résultats acquis. Malgré la simplicité de cette représentation nous pouvons tirer les conclusions suivantes:

En ce qui concerne la compression, les différences ne sont pas grandes entre les bétons avec pierres éruptives et ceux avec pierres calcaires. Les valeurs moyennes se trouvent en général entre 400 et 450 kg/cm<sup>2</sup>; les écarts sont en grande partie inférieurs à 10% et même minimes dans plusieurs séries d'essais. Il en est tout autrement pour la résistance à la traction. Alors que les résistances à la traction des bétons avec pierres éruptives se trouvent très près de 45 kg/cm<sup>2</sup>, on peut aisément constater que la résistance à la traction des bétons avec calcaires est en moyenne de 55 kg/cm<sup>2</sup>. Les écarts relativement grands des résistances à la traction ne peuvent rien modifier à cette intéressante représentation; les résistances minima des groupes calcaires sont encore nettement plus élevées que les résistances maxima des groupes à pierres éruptives.

Il est encore intéressant de comparer les résistances du béton en calcaire de Verd et du béton en calcaire de Trbovlje. Toute la région que nous avons décrite au début de cet article se trouve dans la zone de contact des Alpes et des Dinarides. Les processus orogéniques connus ont fortement comprimé la croûte terrestre en cette région; la structure microscopique des roches le prouve également. On constate des pressions suivant différentes directions. La cohésion de la roche dans ces régions varie suivant que les pressions orogéniques ont atteint la roche à grande profondeur avec pression dans toutes les directions ou qu'une



infiltration postérieure a soudé les fissures d'une manière suffisante. Le calcaire de Verd, plus vieux, situé dans des couches plus profondes de la poussée et mieux ressoudé par les infiltrations de calcite présente une résistance plus régulière que le calcaire de Trbovlje. Par contre ce dernier est beaucoup plus pur; d'où les plus hautes résistances mais aussi les plus grands écarts tant dans les résistances à la compression que dans les résistances à la traction par flexion. Les diaclases dans la microstructure forment toujours un élément perturbateur dans la cohésion de la masse de béton.

Malgré cette irrégularité on peut conclure que les pierres calcaires offrent une bien meilleure adhérence et assurent par conséquent au béton des meilleures résistances à la traction et même de meilleures résistances à la compression que les pierres éruptives en elles-mêmes beaucoup plus solides.

## II b 4

Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton.

Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung im Beton.

Means of Increasing the Tensile Strength and Reducing Crack Formation in Concrete.

M. Coyne,  
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris.

Nous avons eu l'occasion, depuis ces dernières années, de créer un grand nombre de murs de soutènement du type suivant:

Le parement est tout en maçonnerie ou en béton armé de faible épaisseur,

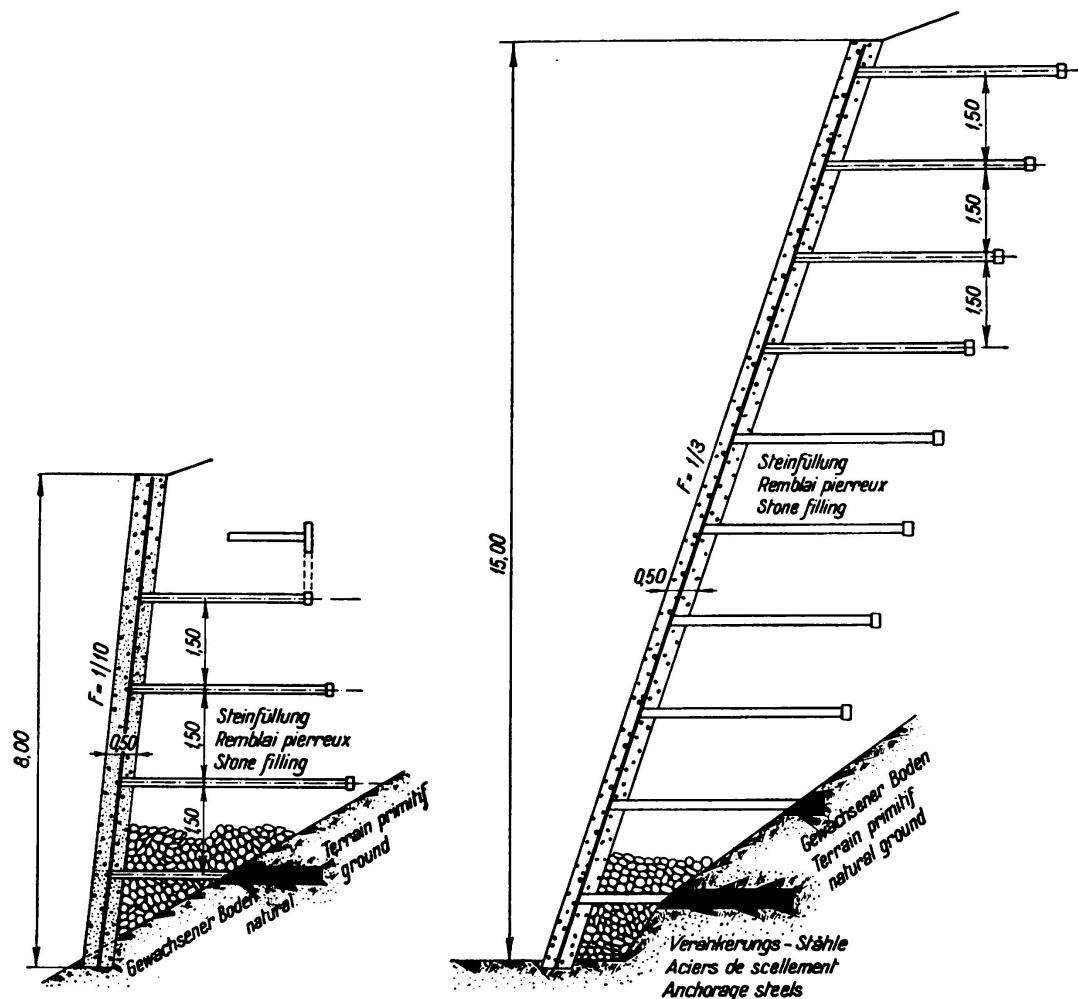


Fig. 1. Murs de soutènement à échelle, Système Coyne, Coupes transversales.

quelle que soit la hauteur du mur. La stabilité est assurée par des tirants relativement courts, presque tous logés dans le prisme de poussée. On trouvera dans un article du Génie Civil en date du 29 Octobre 1927, un exposé du mécanisme

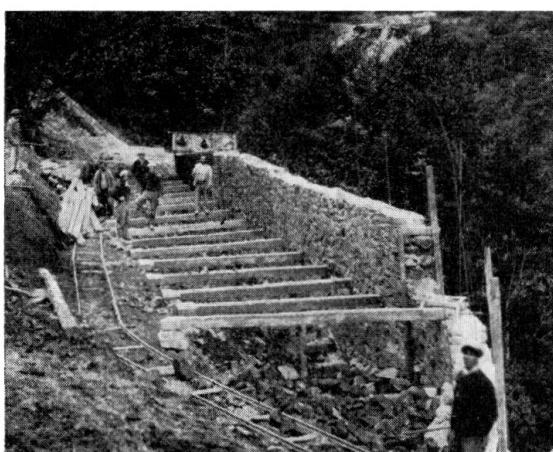


Fig. 2.

Murs de soutènement à échelle (8m de hauteur).



Fig. 3.

Mur de soutènement à échelle (8 m de hauteur).

de la stabilité de ces ouvrages, que nous avons appelés «murs de soutènement à échelle». On en verra ci-contre quelques prototypes (fig. 1, 2 et 3).

Le problème de la construction des tirants, qui sont en béton armé, comporte une difficulté spéciale qui est celle-ci: par suite du tassement des terres, le tirant fléchit, comme l'indique le dessin de la fig. 4, puisque le mur, lui ne tasse pas.

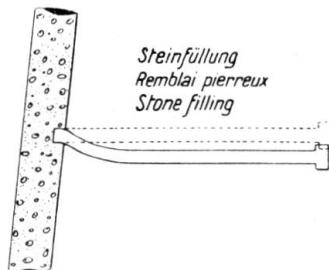


Fig. 4.

Schéma montrant comment fléchit un tirant par suite du tassement des terres.

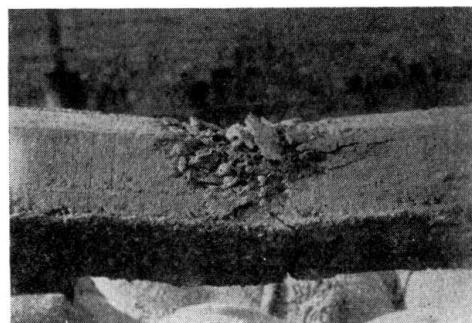


Fig. 5.

Le béton du tirant, tendu et fléchi, se fissure laissant l'acier nu exposé à la corrosion malgré la présence des frettées (frettage ordinaire).

Le béton tendu et fléchi se fissure laissant l'acier nu exposé à la corrosion (fig. 5). Le problème est donc de réduire la tendance du béton à se fissurer, et c'est à ce titre qu'il se rattache à la question posée. Voici comment nous l'avons résolu:

L'acier du tirant est logé au centre. La gaine de béton qui l'entoure est maintenue par une frette en acier, dont le rôle est précisément d'éviter ou de limiter les fissures. Mais si l'on pratique le frettage comme à l'ordinaire, il n'est d'aucun

secours, la fissure passe entre deux frettés (fig. 5). Il faut donner du pas aux frettés (fig. 6), de manière d'une part à coudre les fissures et d'autre part à faire

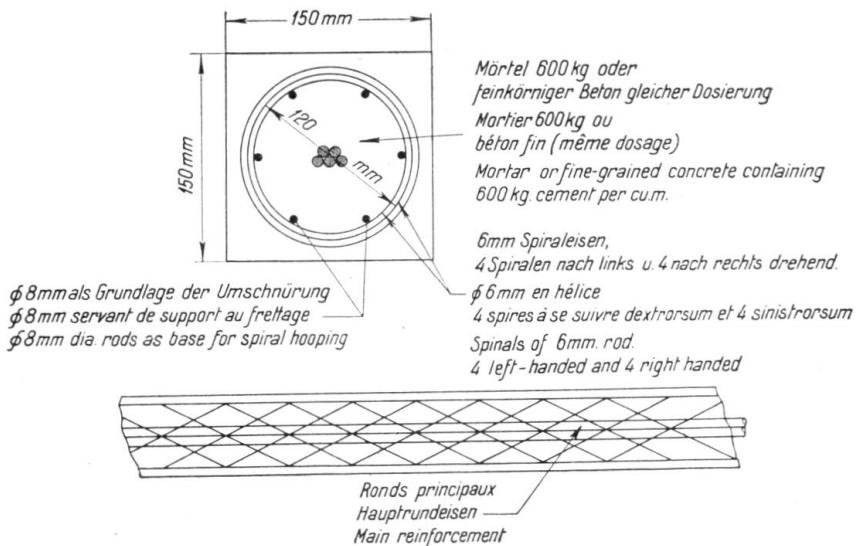


Fig. 6.

Tirant avec frettage spécial (à grand pas).

en sorte que la traction longitudinale du tirant se transforme, par l'effet des frettés, en une étreinte latérale. On obtient ainsi des tirants susceptibles de prendre des flexions énormes sans que le noyau de béton interne se désagrège (fig. 7 et 8).

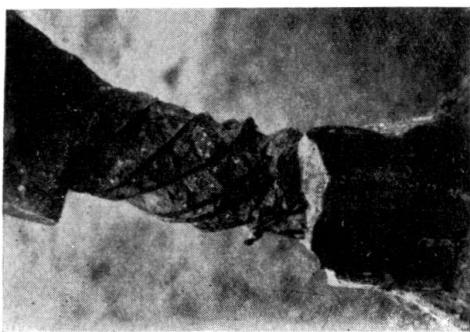


Fig. 7.

Tirant avec frettage spécial.



Fig. 8.

Tirant avec frettage spécial.

Cette façon originale de réaliser des articulations *tendues* en béton armé, est sans doute susceptible de beaucoup d'autres applications.

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**