

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

Autor(en): **Mautner, K.W.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **11.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3023>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

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 Betonzugspannungen 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 atténuées 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° Choisir une très forte précontrainte, à savoir entre 4 et 7000 kg/cm² en se servant d'aciers ayant une limite apparente d'élasticité de 8 à 12 000 kg/cm².

2° Choisir une installation de mise en tension préalable qui assure une précontrainte régulière de toutes les armatures et qui fournisse 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° 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^{ème} 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/cm², 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^2 , 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'étirement 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'étirement à froid de ces aciers. Cette crainte est facile à dissiper car ces aciers de qualité peuvent être obtenus sans étirement

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° l'exécution de poutres à grande portée et
- 2° 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 durcissement 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

propre 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

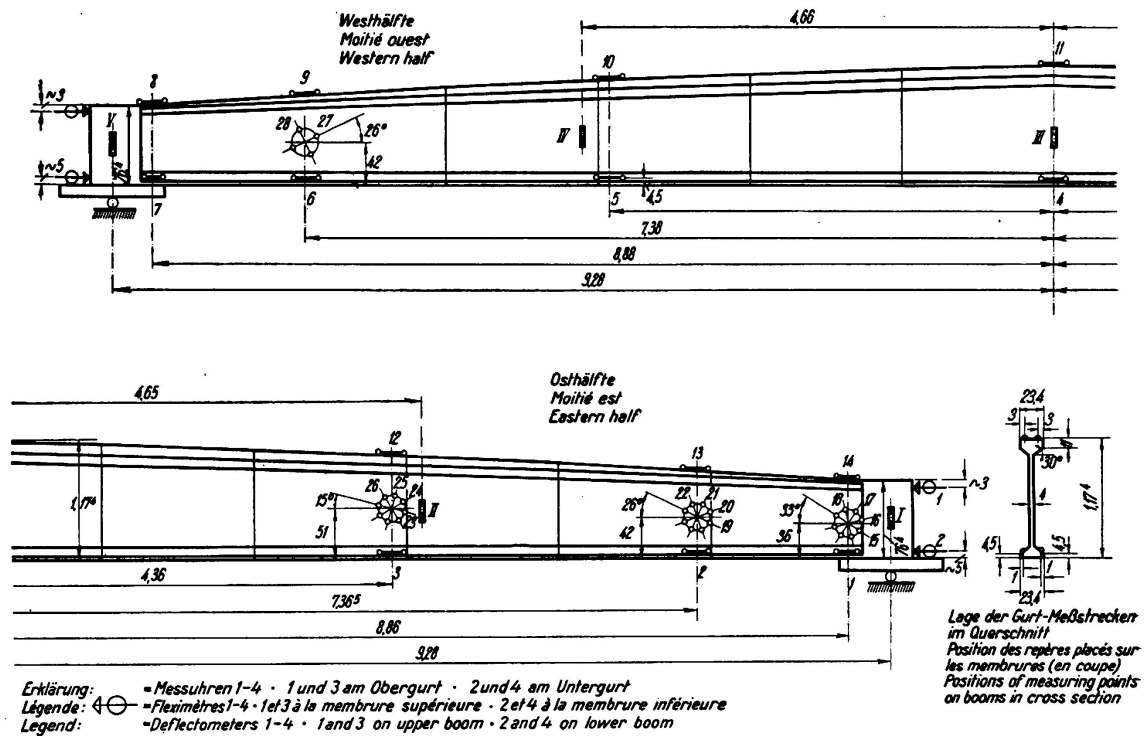


Fig. 1.

Disposition des repères.

20 m a donné les moments suivants dans la section médiane, pour une précontrainte des armatures de 5500 kg/cm²:

- 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): $p = 2000$ kg/m

- 143,7 kg/cm² (compression) dans la membrure supérieure,
- 18,9 kg/cm² (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 kg/cm² seulement, on a mesuré une compression de 160 kg/cm² dans la membrure supérieure et une traction de 40 kg/cm² dans la fibre inférieure. Une précontrainte d'environ 5000 kg/cm²

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/cm² dans la fibre inférieure.

La poutre a, en son milieu, une section de 1008 cm² 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 nécessitent 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^e 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'École 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/cm² 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^e, ce qui correspond, pour une poutre métallique ayant une section semblable, à une sollicitation de 500 kg/cm² seulement.

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

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

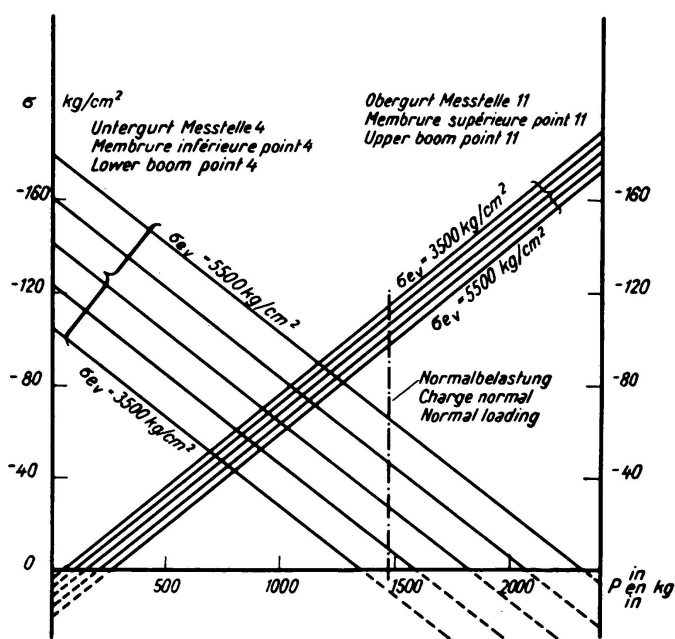


Fig. 2.
Section médiane.

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 σ_x (précontrainte de compression).

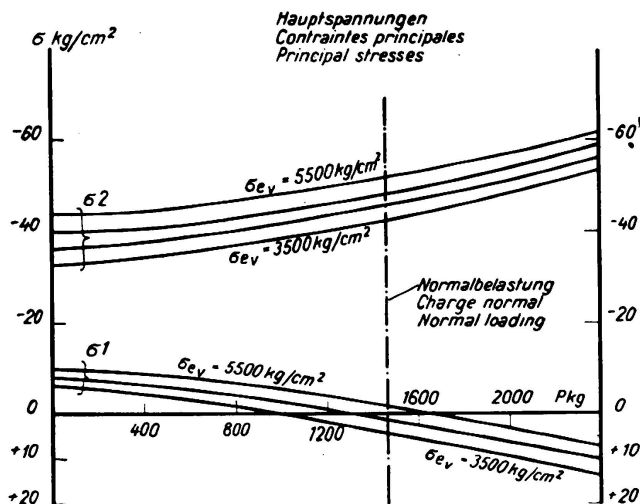
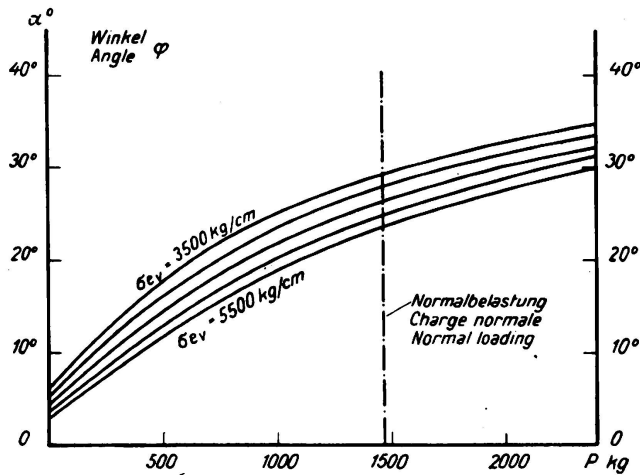


Fig. 3.

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:

Dessignons le cercle de Mohr pour $\sigma_x = \tau$ on n'obtient qu'une contrainte principale de traction de (fig. 4)

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

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 kg/cm² 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 m².

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/cm² 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/cm² 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 bélier).

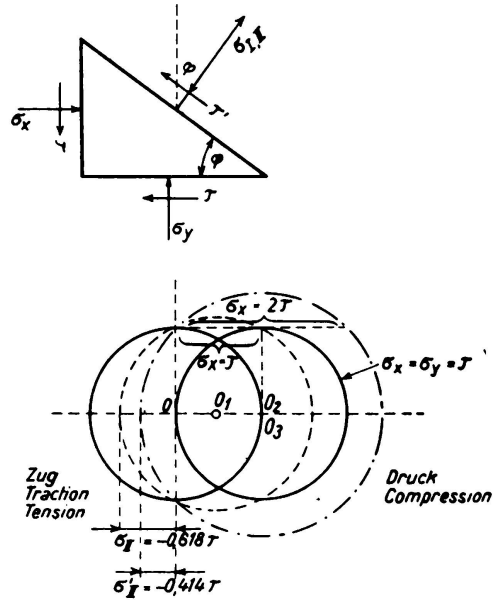


Fig. 4.