

Rapport général

Autor(en): **Gehler, W.**

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3013>

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

Rapport Général.

Generalreferat.

General Report.

Dr. Ing. W. Gehler,

Professor an der Technischen Hochschule und Direktor beim Staatlichen Versuchs- und Materialprüfungsamt, Dresden.

1^{ère} Partie: Endurance — Résistance aux efforts répétés statiques ou dynamiques.

1^o La résistance des poutres en béton armé, en fonction du pourcentage d'armature, a fait, au cours de ces dernières années, l'objet de très intéressantes investigations de la part de la Commission Autrichienne du Béton Armé, et en particulier de la part d'*Emperger*, de *Haberkalt* et de *Gebauer*.

Si l'on porte en ordonnées la résistance $\frac{M}{b \cdot h^2}$ et en abscisses le pourcentage d'armature $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$, on obtient deux domaines qui se distinguent nettement l'un de l'autre, à savoir un premier domaine correspondant aux poutres faiblement armées et dans lequel la limite d'écoulement des fers joue un rôle déterminant dans la rupture (cas général) et un deuxième domaine dans lequel ce rôle capital est joué par la résistance du béton à la compression (cas exceptionnel). Ainsi que le montre le point II de la fig. 1, cette première zone n'est pas assez largement utilisée lorsque l'on se base sur les prescriptions de calcul en vigueur jusqu'à maintenant. Dans leur projet, *Emperger* et *Haberkalt* proposent de remédier à cet inconvénient en élevant de 20 % environ la contrainte admissible dans le béton pour la détermination du pourcentage d'armature qui sépare les deux domaines ci-dessus. Cette solution n'est toutefois pas entièrement satisfaisante, car elle n'est justifiée que pour les sections rectangulaires et il peut se produire des cas dans lesquels l'adjonction de fers d'armature soit susceptible de provoquer une diminution de la résistance calculée. Ceci se produit en particulier lorsqu'en partant du point III et en ajoutant des fers, on se déplace vers la droite et que l'on arrive ainsi à un point situé plus bas sur la courbe graduelle de la résistance.

Les nouveaux essais de Dresde ont nettement mis en évidence le bien-fondé de cette conception (fig. 2). Dans une série de poutres en béton armé, on a fait varier uniquement le pourcentage μ d'armature. Avec l'acier courant St. 37, on a obtenu la ligne AC qui est sensiblement une droite. La limite d'armature

ainsi trouvée C sépare le premier domaine AC du deuxième domaine CD. Ici aussi la parabole de la résistance calculée du béton montre que suivant les procédés de calcul employés jusqu'à maintenant, il s'en faut de beaucoup que ce premier domaine soit intégralement utilisé. Il en est en principe de même pour les lignes AEF et AGH qui correspondent à l'acier de construction à haute résistance, tel que l'acier Isteg. Ces essais ont conduit au résultat suivant:

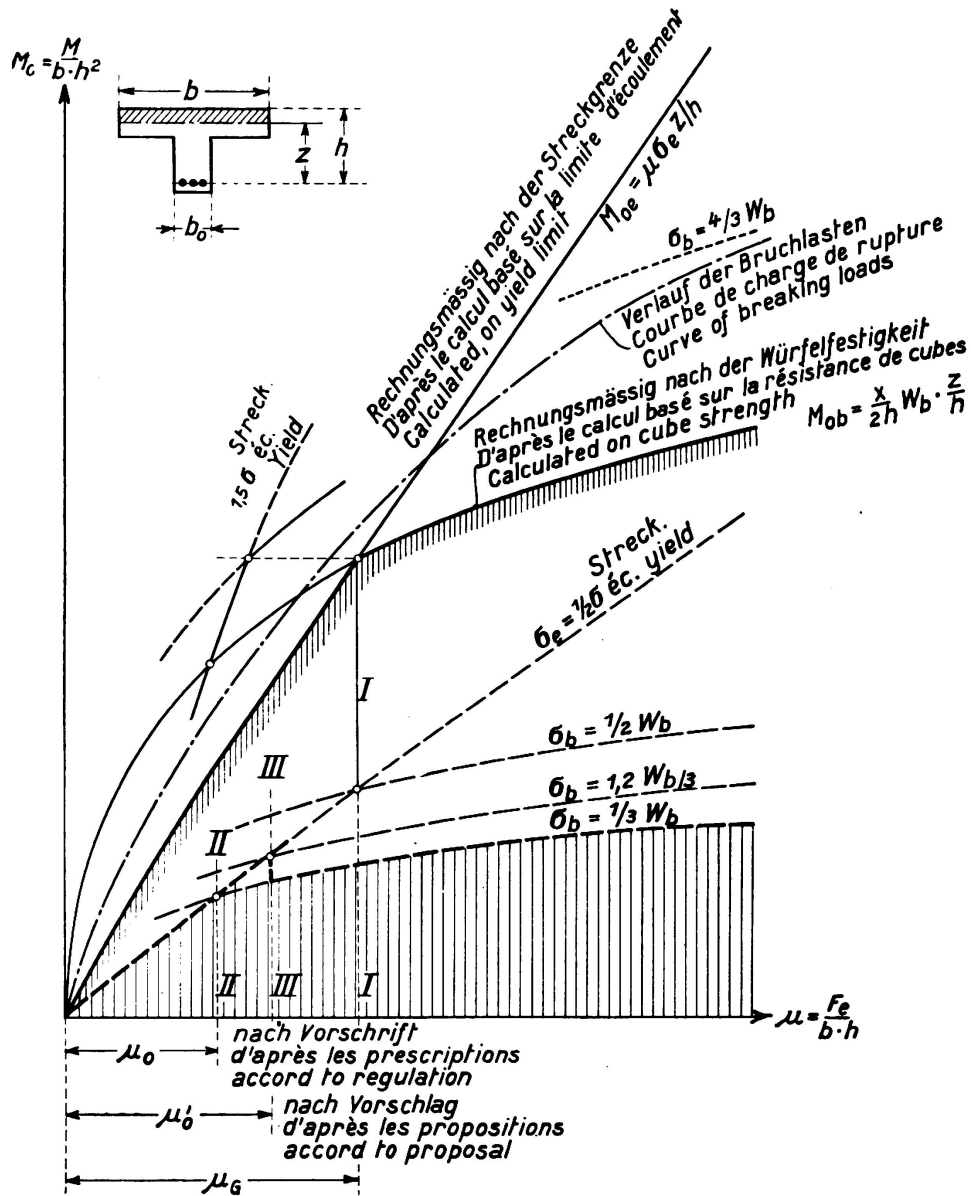


Fig. 1.

La résistance des poutres de béton armé en fonction de l'armature (d'après Emperger et Haberkalt).

Dans le premier domaine qui concerne les poutres faiblement armées et dans lequel la limite d'écoulement des fers joue un rôle déterminant dans la rupture (cas général), il n'y a aucune opportunité à modifier les méthodes de calcul employées jusqu'à maintenant.

Dès que la limite d'armature qui sépare les deux domaines sera déterminée grâce aux essais en cours, on pourra étendre ce premier domaine jusqu'à cette valeur limite et employer là également les procédés simples et usuels de calcul.

Dans le deuxième domaine, dans lequel la résistance du béton à la compression joue un rôle déterminant dans la rupture (cas exceptionnel), on peut

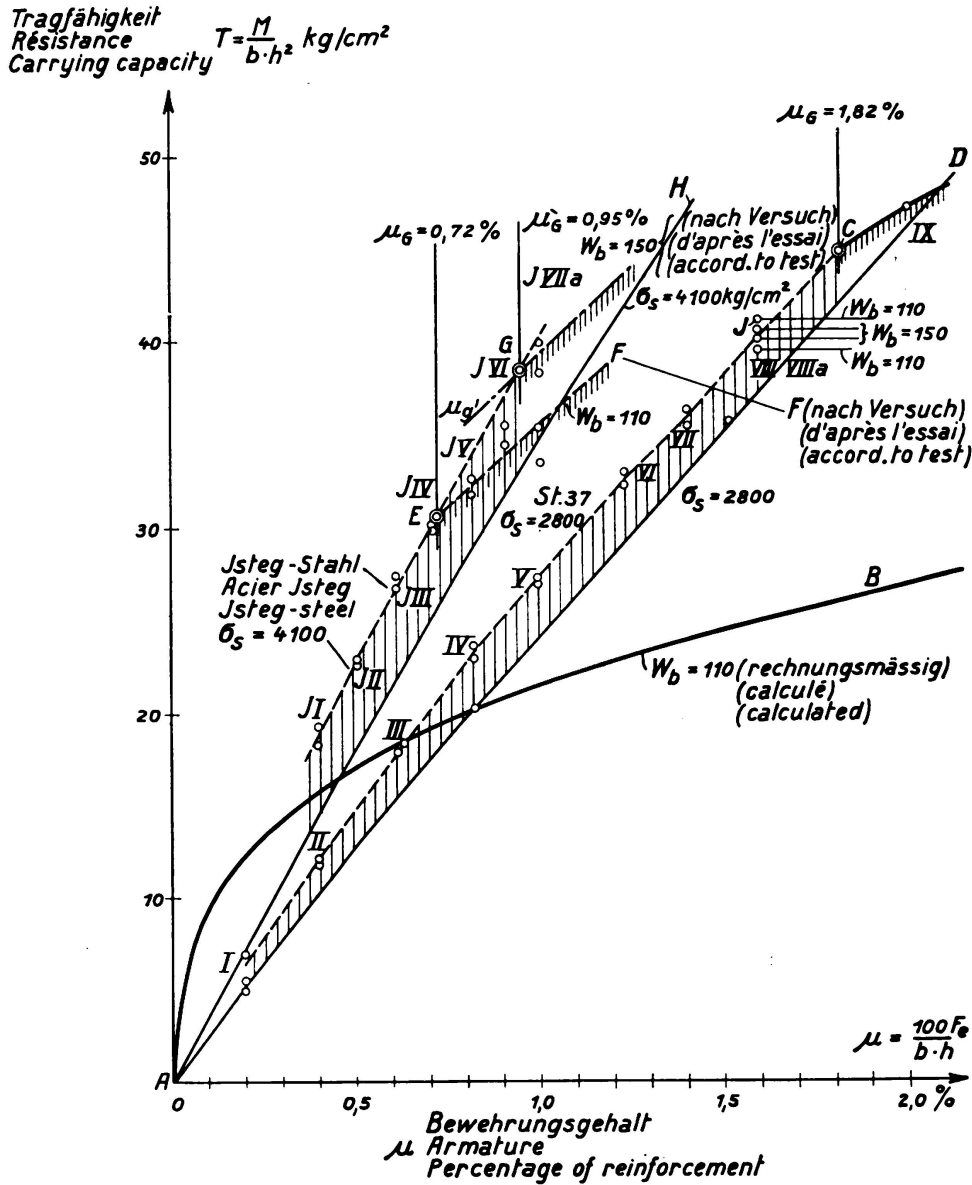


Fig. 2.

La résistance des poutres de béton armé à section rectangulaire, en fonction de l'armature d'après les essais de Dresde.

adopter une nouvelle méthode de calcul qui conduit à une utilisation plus poussée des matériaux; cette méthode peut s'appliquer également au calcul de la limite d'armature qui sépare les deux domaines. Cette disposition permet d'éviter dans toute la mesure du possible les armatures de compression et les goussets aux appuis, ce qui conduit à une amélioration de l'aspect des ouvrages.

Un certain nombre de savants s'est attaqué à la méthode de calcul employée jusqu'à maintenant dans le premier domaine des poutres faiblement armées et en particulier au calcul avec une valeur fixe de n , soit 15, 10 ou 20. C'est ainsi que dans son récent mémoire, *Emperger* montre que le nombre n , déterminé graphiquement, peut prendre d'après les essais exécutés en Autriche, une valeur comprise entre 1 et 100 et qu'il n'est donc pas légitime d'adopter de préférence une valeur de 10 ou de 15. Ce n'est que dans le cas particulier où, au moment de la rupture, la limite d'écoulement des fers se trouve atteinte en même temps que la limite de résistance de la zone de béton comprimée, que l'on peut adopter une méthode de calcul telle que celle indiquée dans le rapport *Saliger*. Dans ce cas, on n'obtient toutefois pas de solution pour le deuxième domaine dans lequel la résistance du béton à la compression joue le rôle déterminant dans la rupture, parce qu'ici, la valeur de la contrainte dans les fers au moment même de la rupture n'a pas encore pu être déterminée.

Si donc l'adoption arbitraire d'un axe neutre à mi-hauteur de la poutre simplifie effectivement le calcul dans le cas de la section rectangulaire, d'après la proposition d'*Emperger*, il n'en est pas moins vrai qu'il reste encore à résoudre le problème de la poutre en T et le cas de la flexion combinée avec un effort longitudinal. De l'avis de la Commission Allemande pour le Béton Armé, il n'est jusqu'à maintenant pas opportun d'abandonner l'ancienne méthode de calcul avec $n = 15$, d'autant plus que les valeurs ainsi trouvées ont été confirmées d'une manière absolument satisfaisante au cours des essais de Dresde sur poutres à section rectangulaire.

La contribution à la discussion de *Brandtzaeg* (Norvège), expose un projet remarquable pour l'interprétation de la sécurité dans les sections rectangulaires de béton armé soumises à une compression excentrée, projet basé sur des essais effectués à Stuttgart et en Amérique, ainsi que sur des essais personnels. Les contraintes obtenues d'après cette méthode de calcul ont conduit à introduire dans les prescriptions norvégiennes, pour la compression excentrée, une méthode de détermination des contraintes de compression admissibles qui est plus précise que celle que contiennent les prescriptions allemandes. Dans cette méthode de calcul également, on a introduit une valeur de l'élasticité; dans le cas considéré, cette valeur est représentée par la tangente à l'origine de la parabole de Talbot. Le problème ne peut pas être résolu uniquement sur la base des conditions d'équilibre.

Sur la base des essais de Dresde, *Friedrich* (Dresde) a proposé une nouvelle méthode de calcul pour la deuxième zone, qui fait aussi l'objet d'une communication. Cette méthode présente en particulier l'avantage de permettre le calcul simple de la limite d'armature qui sépare les deux domaines.

2° Dans son rapport, *Brice* (Paris) montre avant tout que la charge fixe et la charge variable jouent un rôle essentiellement différent dans la *sécurité des ouvrages*, ce rôle dépendant d'ailleurs de la nature même des matériaux. En 1910, déjà *Caquot* (Paris) a précisé les notions suivantes: un élément d'ouvrage présente un caractère durable de résistance lorsqu'il supporte non seulement les déformations élastiques ou réversibles qui doivent rester au-dessous de la limite de résistance à la fatigue, mais aussi et principalement la déformation

permanente dont l'augmentation se poursuit pendant un temps très long, mais qui tend vers une limite finie, c'est-à-dire vers la stabilité. Cette déformation plastique conduit à une compensation des contraintes et est donc considérée comme une „adaptation“ de l'élément d'ouvrage à la charge qu'il a à supporter.

Le béton armé ne peut toutefois s'adapter qu'aux influences exercées par la charge fixe, mais non à celles qu'exercent les charges variables. Dans les prescriptions de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France,

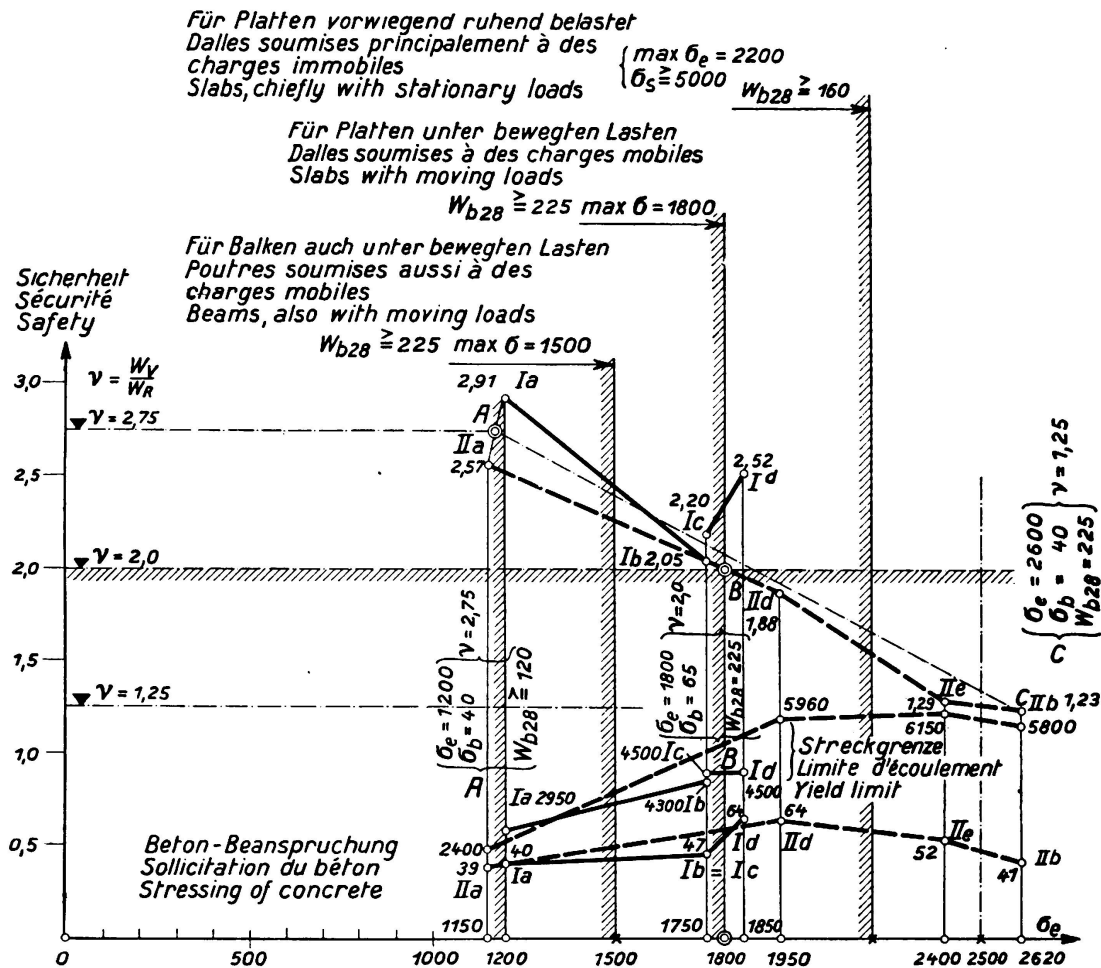


Fig. 3.

Résultats des essais à la fatigue effectués à Stuttgart sur des dalles avec armatures en Isteg et en treillis d'acier (I et II).

la charge utile a donc été élevée par rapport au poids propre, afin de tenir compte de cette influence défavorable qu'elle exerce.

Les essais montrent que dans le cas des charges fréquemment répétées, les déformations élastiques peuvent être fréquemment répétées, tandis que les déformations plastiques ne peuvent l'être qu'un nombre restreint de fois. Ceci conduit à exiger qu'après une mise en charge complète des éléments d'ouvrage, les sollicitations ultérieures qui résultent des charges roulantes alternées ne doivent provoquer que des déformations purement élastiques. Les ouvrages de conception massive présentent donc sur les autres cette supériorité que la charge fixe est

relativement élevée; c'est le cas par exemple pour les dalles massives, pour les planchers-champignons et pour les ponts. Plus les fluctuations de la charge utile par rapport à la charge fixe sont faibles, plus grandes sont les possibilités de durée de l'ouvrage.

3° Le rapport *Graf* (Stuttgart) traite de *l'influence des charges permanentes et des charges souvent répétées*. D'après les essais de Stuttgart, la résistance aux charges fixes permanentes doit être considérée comme égale à 80 % au moins de la résistance que l'on obtient au cours des essais ordinaires de rupture.

En concordance avec les essais antérieurs de *Probst* et *Mehmel* (Carlsruhe) ainsi que de *Roš* (Zurich), on a constaté que la résistance du béton vis-à-vis des charges fréquemment répétées (dans le cas des charges variant entre 0 et une limite déterminée), en compression, en traction et en flexion, correspond au moins à la moitié de la valeur de la résistance que donne l'essai ordinaire de compression. De même qu'avec l'acier de construction, lorsque des charges statiques initiales viennent s'ajouter aux charges fréquemment répétées, l'amplitude des oscillations qui peut être encore supportée indéfiniment est plus faible qu'en l'absence de toute charge initiale. Dans les poutres qui se trouvent soumises, dans les conditions ci-dessus, à des charges dynamiques, il faut avoir soin de prévoir un rayon de courbure aussi fort que possible des pliures des fers et un ancrage particulièrement soigné des crochets dans le béton.

Dans le rapport *Gehler*, l'auteur étudie les essais de fatigue de Stuttgart sur dalles comportant différentes armatures. Il introduit le facteur dit de „sécurité aux charges mobiles“ (*Verkehrssicherheit*) défini par $v = w_v : w_r$ (fig. 3). Dans cette expression, w_v désigne la plus grande amplitude d'oscillation trouvée au cours de l'essai de fatigue et qui puisse encore être supportée indéfiniment et w_r désigne la plus grande amplitude d'oscillation que l'on puisse considérer comme admissible dans le calcul statique. On a proposé comme valeur nécessaire pour la sécurité aux charges mobiles: $v = 2$ et l'on a déterminé lesquelles des dalles soumises aux essais remplissent cette condition. On a constaté que les dalles avec acier à haute résistance calculées avec une contrainte admissible dans les fers de 1800 kg/cm^2 présentaient cette sécurité 2 lorsque l'on employait un béton accusant une résistance à la compression sur cube d'au moins 225 kg/cm^2 .

2^{ème} Partie: Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton.

1° *Résultats des essais effectués sur des éprouvettes préparées par les procédés courants, suivant le rapport Bornemann (Berlin)*. — La résistance du béton à la traction dépend en premier lieu de la résistance du ciment à la traction, qui doit être elle-même déterminée d'après les méthodes d'essai modernes, sur un mortier de ciment plastique, de composition granulométrique variée, sous forme de résistance à la traction fléchie. Elle dépend en outre de la qualité du béton (c'est-à-dire de sa résistance sur cube), puis de la composition granulométrique (c'est-à-dire du module de finesse, ou de la proportion d'éléments fins contenus dans le sable et de la proportion de sable dans l'ensemble des matériaux additionnels); elle dépend de plus de la proportion de ciment adoptée

et enfin du rapport eau-ciment. Les essais de traction sur éprouvettes de béton ne fournissent aucune base d'appréciation satisfaisante. Par contre, l'essai de traction fléchi sur poutres en béton de 70 cm de longueur (60 cm de portée entre appuis, 15 cm de largeur et 10 cm de hauteur), avec deux charges symétriques isolées distantes de 20 cm a donné des résultats satisfaisants; cet essai a fait ses preuves pour les Autoroutes du Reich. A partir de la résistance sur cube W , on peut déterminer la résistance à la traction fléchi, suivant la proposition faite par *Gehler*, à l'aide de la formule:

$$K_b = \sqrt[3]{W^2}$$

l'approximation est suffisante, dans le cas du béton armé normal (fig. 4). Dans le cas du béton humide et lorsque la granulation est meilleure, la valeur déterminée ci-dessus se trouve majorée dans une proportion pouvant atteindre 10 0/0; avec un béton très plastique, elle doit être réduite d'environ 20 0/0.

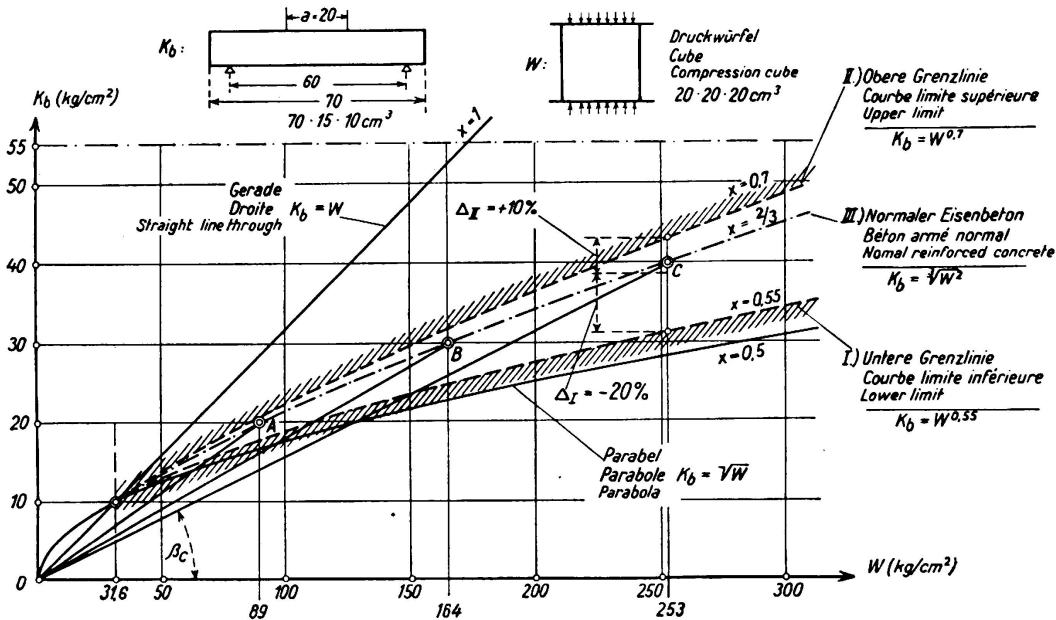


Fig. 4.

Relation entre la résistance à la traction par flexion K_b et la résistance à la compression W du béton: $K_b = W^x$.

Lorsque l'on doit obtenir une maniabilité déterminée, la forme des grains et la nature de la surface des matériaux additionnels déterminent la proportion d'eau à ajouter au mélange, pour une proportion de ciment déterminée et pour une composition granulométrique donnée. Plus les grains ont une forme ramassée, plus la quantité d'eau nécessaire est faible et plus la résistance sur le cube est élevée. Dans les règlements pour les tabliers de ponts des Autoroutes du Reich, il est prévu, pour le rapport longueur: largeur: épaisseur, des valeurs comprises entre 1:1:1 (grains de forme ronde) et 1:0,6:0,2 (grains de forme ramassée). Dans le béton relativement fluide, l'addition d'éclats de pierre peut diminuer considérablement la résistance à la traction par flexion. Pour obtenir une résistance élevée à la traction, on a récemment établi la composition granulométrique pour les grains supérieurs à 7 mm, suivant des règles de

tamissage déterminées, malgré le peu d'importance que cela présente en ce qui concerne la résistance à la compression.

Pour les trois qualités de béton qui sont caractérisées par les résistances minima sur cube de 120, 160 et 225 kg/cm², on obtient des valeurs moyennes de résistance à la traction par flexion de 20, 30 et 40 et dans le cas le plus favorable, de 55 kg/cm². Par contre, pour les éléments d'ouvrages préparés à l'atelier on peut obtenir, en prenant des dispositions particulières, telles que la vibration, des compacités beaucoup plus élevées et une résistance à la traction par flexion allant jusqu'à 80 et 120 kg/cm².

2° Dans son rapport, *Colonetti* (Turin) montre, en se basant sur des calculs de résistance, que des fers d'armature de faible diamètre, assurent beaucoup mieux la cohésion qu'un plus petit nombre de fers de plus fort diamètre.

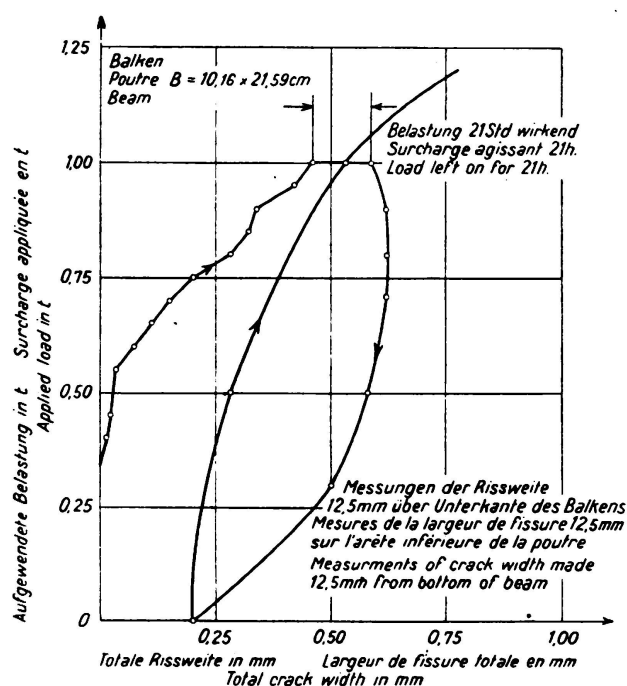


Fig. 5.

Mesure de la largeur de fissure de F. G. Thomas.

3° *F. G. Thomas* (Angleterre) étudie les phénomènes de fissuration dans le béton armé. En mesurant avec soin les contraintes de retrait sur des éprouvettes en béton, l'auteur a constaté que les risques de fissuration provenant du retrait sont d'autant plus élevés que le durcissement du ciment est plus rapide. Sur la fig. 5, on a porté verticalement les charges et horizontalement la largeur mesurée des fissures. On voit qu'à la décharge, la largeur des fissures décroît jusqu'à 0, non pas linéairement comme il est admis fréquemment, mais suivant une courbe d'allure fortement incurvée, de telle sorte que lorsque l'on réduit la charge de moitié, par exemple, on ne peut constater pour ainsi dire aucune réduction dans la largeur des fissures. L'auteur étudie ensuite d'une manière approfondie le problème complexe de la relation entre la largeur des fissures et la contrainte dans les fers pour une charge progressive et permanente. Nous remarquerons tout particulièrement la confirmation de l'observation du Professeur *Duff Abrams*, suivant laquelle de très fines fissures peuvent disparaître complètement avec le temps, non seulement d'ailleurs dans un local humide, mais parfois même à l'air libre.

4° Le rapport *Freyssinet* constitue, tel qu'il est présenté, la troisième partie de l'ouvrage qui vient de paraître cette année et qui a déjà fait l'objet de nombreuses discussions. Les idées fondamentales qui y sont exprimées seront rappelées à maintes reprises au cours du présent Congrès; je considère donc qu'il convient de commenter brièvement ici les notions principales qui sont exposées dans les deux premières parties de cet ouvrage (voir le 4^{ème} volume de «Mémoires» de l'A.I.P.C., Zurich, 1936).

L'amélioration des matériaux de construction est une question d'importance capitale pour l'évolution de la construction en béton armé; cette amélioration doit d'ailleurs porter non seulement sur les matières premières elles-mêmes, c.-à-d., les agrégats et les fers, mais également et avant tout sur leur mise en oeuvre. En construction métallique également on s'efforce actuellement d'améliorer les aciers à haute résistance, en particulier quant à leur soudage et à leur résistance à la fatigue. *Freyssinet* a le mérite d'avoir établi une théorie sur la conception thermo-dynamique de la préparation du béton et d'en avoir tiré de nombreuses conclusions en ce qui concerne l'amélioration de ce matériau.

Au Congrès international de Constructions de Ponts et Charpentes, Vienne 1928, et sur la base des expériences faites lors de la construction du pont de Plougastel en 1928, *Freyssinet* avait déjà attiré l'attention sur le fait que la loi des déformations élastiques et celle des déformations plastiques non réversibles se trouvent modifiées lorsque les éléments en béton armé soumis à des charges sont placés à l'air libre et par suite exposés à l'action de la chaleur et de l'humidité. *Freyssinet* divise le retrait en deux parties, l'une correspondant à l'influence de la chaleur et de l'humidité et l'autre à l'influence de la capillarité. Il s'agit donc ici de caractéristiques susceptibles de varier avec le temps T, avec la température t, avec l'humidité relative de l'air ε et en particulier sous l'influence d'une précontrainte de compression. En faisant intervenir les principes bien connus de la thermo-dynamique on peut alors établir certaines équations fondamentales.

A) I° Par *corps «pseudo-solide»*, on entend un corps, tel que le ciment et le béton, ayant l'apparence extérieure d'un corps solide, mais comportant un réseau de pores très fins, contenant de l'eau et de l'air, qui lui donne des propriétés mécaniques différentes de celles du solide vrai ou compact. Il importe maintenant de trouver une expression mathématique pour traduire l'état dans lequel l'eau s'évapore à l'intérieur de ce système de pores capillaires.

II° *Phénomènes capillaires du ménisque dans les pores d'un corps imbibé d'eau*. La tension superficielle sur le ménisque est, d'après Laplace

$$\pi = A \cdot \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right),$$

R_1 et R_2 désignant les rayons de courbure principaux du ménisque. Dans un milieu extrêmement étroit limité par des parois parallèles et ayant une largeur D, on a pour $R_1 = \frac{1}{2} D$ et $R_2 = \infty$

$$\pi = \frac{2A}{D}. \quad (1)$$

III° *Influence du degré d'humidité de l'air dans les pores.* D'après Carnot et Lord Kelvin, une deuxième relation peut être déduite de l'état d'équilibre entre la tension capillaire dans le ménisque et le degré d'humidité ε de l'air qui se trouve au-dessus, ε désignant le rapport des tensions de vapeur à une hauteur déterminée et à la hauteur zéro. Pour l'eau à 15° C, on a :

$$\pi = \frac{2A}{D} = 1300 \ln \frac{1}{\varepsilon} \quad (2)$$

ou :

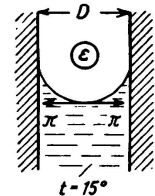
$$\frac{1}{\varepsilon} = e^{\left(\frac{2A}{1300D}\right)} \quad (2a)$$

A désigne ici la constante capillaire qui peut être déterminée par des essais; on aura p. ex. $A = 8$ mg/mm. Il importe encore de remarquer que la largeur des pores, à l'évaporation, qui peut être calculée à partir de cette formule pour l'état d'équilibre considéré atteint, pour un degré d'humidité $\varepsilon = 20$ à 95 %, des dimensions extrêmement petites de l'ordre de 1 à 25 millièmes de millimètres, soit, en acceptant pour le diamètre d'une molécule d'eau 0,26 $\mu\mu$, de 3 à 100 diamètres moléculaires.

IV° *Etat hygrométrique d'équilibre d'un corps pseudo-solide.* D'après la relation (2), l'état hygrométrique du corps peut être caractérisé soit par la tension π_ε à la surface du ménisque, soit par la largeur limite $D = D_\varepsilon$ pour laquelle l'état d'équilibre d'évaporation se manifeste, ou enfin par le degré d'humidité ε . Dans le cas limite, pour une atmosphère saturée d'eau, on a : $\varepsilon = 1$ donc $D = D_\varepsilon = \infty$ et $\pi = 0$.

Fig. 6. Notation employée par M. Freyssinet :

- t = température (en degrés C).
 - T = temps.
 - π = traction à la surface du ménisque d'un pore rempli d'eau (en kg/cm²).
 - A = constante capillaire (en mg/mm, déterminée expérimentalement).
 - R_1 et R_2 = rayons de courbure principaux du ménisque.
 - D = largeur d'un interstice lamellaire (en millièmes de mm).
 - D_ε = épaisseur limite des pores (Définition: lorsque $D > D_\varepsilon$, l'eau disparaît du pore).
 - ε = degré d'humidité relatif (en %) ou rapport des tensions de vapeur entre une hauteur déterminée et la hauteur zéro.
 - H_1 = tension de vapeur dans un béton saturé d'eau.
 - H_{\max} = tension de saturation dans les pores du béton à la température de l'essai t_1 .
- Corps pseudo-solide* (ciment, béton) = 1° extérieurement: solide, 2° intérieurement: réseau de pores infiniment petits remplis d'air ou d'eau.
- Principes: théorie moléculaire.* Vitesse des molécules gazeuses.



Des essais de Berthelot et de Laplace, il résulte qu'un liquide contenu dans un récipient fermé étanche à l'air peut accuser des tractions considérables lorsqu'il ne contient aucune bulle gazeuse dans sa masse; ces tractions peuvent atteindre l'ordre de grandeur de plusieurs tonnes par cm²; dans le ménisque les tensions sont donc en état d'équilibre et l'évaporation est elle-même en équilibre.

Si donc un pseudo-solide, p. ex. un béton, est plongé dans une atmosphère saturée d'eau, ces canalicules se remplissent complètement, sous condition toutefois que le milieu extérieur ait une température égale à celle du pseudo-solide ou plus élevée qu'elle. Dans le cas du béton et sous l'influence de la chaleur de prise, c'est toutefois le contraire qui se produit et la température du béton t_1 est supérieure à la température du milieu ambiant t_2 . On peut alors admettre que le béton prend un état hygrométrique ε égal au rapport des tensions de vapeur H_1 et H_{\max} et l'on a :

$$\varepsilon = H_1 : H_{\max} \leq 1. \quad (3)$$

où H_1 est la tension de vapeur dans l'atmosphère des pores de l'éprouvette et H_{\max} la tension de saturation à la température t_1 du liquide contenu dans les pores du béton. Le liquide disparaît alors de tous les pores dont l'épaisseur D est plus grande [voir relation (2)] que l'épaisseur limite

$$D_\varepsilon = \frac{2A}{1300 \cdot \ln \frac{1}{\varepsilon}} = \frac{2A}{1300 \ln \frac{H_{\max}}{H_1}}. \quad (4)$$

À la figure 7 nous avons représenté pour $A = 8$ mg/mm les équations (1) et (2) dans un système à trois coordonnées π_ε , D_ε et ε ; on obtient pour la relation $f(\pi_\varepsilon, D_\varepsilon, \varepsilon) = 0$ une courbe spatiale ABC. Cette représentation illustre les trois degrés d'importance capitale dans les questions d'influence du climat sur le béton armé:

- I^{er} Niveau: Climat continental, sec et rude avec $\varepsilon = 20\%$ (très petit), $\pi_\varepsilon = 2100$ kg/cm² (très grand).
- II^e Niveau: Climat semi-continental avec $\varepsilon = 60\%$ et $\pi_\varepsilon = 665$ kg/cm² (valeur moyenne).
- III^e Niveau: Climat maritime, très humide et doux avec $\varepsilon = 95\%$ et $\pi_\varepsilon = 65$ kg/cm².

Si p. ex. dans un béton à teneur en eau élevée, on a: $\varepsilon = H_1 : H_{\max} = 0,9$, tous les pores plus grands que $D_\varepsilon = 11,4$ millièmes de millimètres seront complètement desséchés pour cette valeur du coefficient de cohésion A ; par contre, pour $\varepsilon = 0,5$ on a $D_\varepsilon = 5,5$ millièmes de millimètres, de sorte qu'un nombre beaucoup plus grand de pores s'assèchera complètement. Plus la largeur limite D_ε , à calculer d'après l'équation (4) est faible, plus le nombre de pores dont la largeur $D > D_\varepsilon$ est lui-même élevé sous une répartition déterminée, de telle sorte que la dessiccation du corps lui-même est d'autant plus rapide également. On court donc le risque que l'élément ne contienne plus l'eau nécessaire à la prise. Un ciment alumineux p. ex. peut parfaitement se déshydrater sous l'eau car sa forte chaleur de prise accélère la dessiccation.

V^o *Calcul de l'étreinte de retrait* (fig. 8). Considérons une section totale égale à 1 cm²: Désignons la section des parties pleines par ω_p , celle des vides secs par ω_s et celle des pores remplis d'eau ou partiellement mouillés par ω_m , on obtient par suite des tensions dans le ménisque l'effort

$$P = \pi \cdot \omega_m$$

En considérant une deuxième section semblable on obtient les efforts P et P' qui provoquent une contraction donnée par la relation [voir équation (2)]:

$$\delta = \frac{P}{1 E_1} = \frac{\pi \cdot \omega_m}{E_1} = \left(\frac{\omega_m}{E_1}\right) \left(1300 \ln \frac{1}{\varepsilon}\right) = a \cdot b$$

P est ici désigné sous le nom de «étrointe de retrait» et E₁ sous le nom de «module de contraction»; la valeur de ce module est de 10⁹ kg/cm².

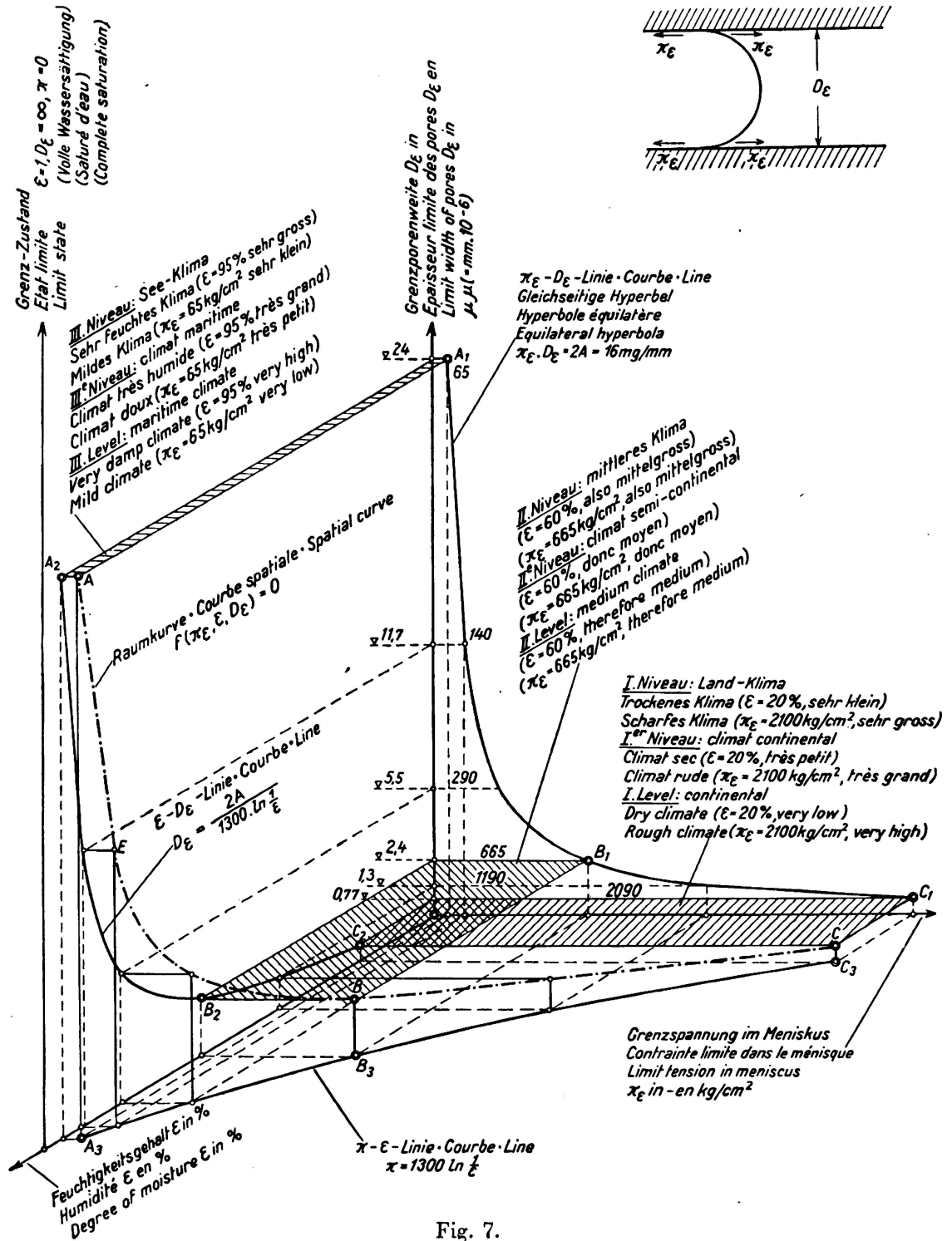


Fig. 7.

Le retrait total se compose donc d'un facteur hydro-élastique $a = \frac{\omega_m}{E_1}$ et d'un facteur thermo-hygrométrique $b = 1300 \ln \frac{1}{\varepsilon}$ (voir également *Freysinet* 1930, Congrès International des Ponts et Charpentes, Vienne; *Gehler* 1932, Congrès pour l'Essai des Matériaux, Zurich, p. 1118; *Gehler et Amos*, 1934, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Fasc. 78).

La seule différence entre la déformation lente et le retrait est la suivante: La déformation lente exige une précontrainte due à une surcharge extérieure permanente tandis que pour le retrait la précontrainte ne résulte que du poids propre.

VI° On peut recommander le contrôle, par des essais, des vues et propositions de *M. Freysinet* sur le perfectionnement du béton.

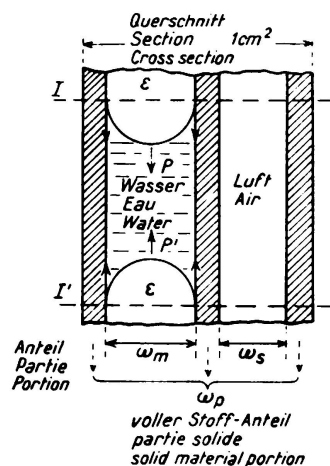


Fig. 8.

B) *M. Freysinet* décrit ensuite quelques applications pratiques extraites de la troisième partie de son travail.

Il étudie les trois moyens permettant d'améliorer le béton, emploi de bétons très compacts, mise en tension préalable afin de n'avoir autant que possible que des contraintes de compression dans une section de la poutre fléchie et enfin chauffage avec emploi éventuel de vapeur. Les essais qu'il a effectués sur les pylônes en béton soumis à des contraintes alternées ont donné des valeurs de résistance surprenantes. On a construit des traverses de chemin de fer avec résistance à l'écrasement sur cubes supérieure à 1000 kg/cm² soumises à une compression initiale de 100 à 300 kg/cm²; la surface du béton était parfaitement lisse et compacte. Le rapport contient une description détaillée des travaux délicats effectués pour la consolidation des fondations de la Gare transatlantique du Havre, travaux au cours desquels on a utilisé en grand et avec succès la méthode de la précontrainte avec durcissement rapide du béton. *M. Freysinet* indique tout l'intérêt que présente cette méthode pour les poutres en béton armé de grande portée, pour les planchers-champignons et pour les routes en béton.

Pour terminer cette deuxième partie, disons quelques mots du rapport *Dischinger* (Berlin), rapport présenté sous le thème IV et indiquant une solution très claire du problème des grands ponts en poutres. Grâce à une membrure de traction en aciers ronds de 60 à 100 mm de diamètre, l'action de la membrure

tendue est ici entièrement distincte de celle de la membrure comprimée; c'est en principe la disposition des ponts en arc avec tirant. Sous l'influence du poids propre, la membrure de béton n'est soumise qu'à des efforts de compression centrée. La contrainte préalable est choisie de telle sorte qu'après le décintrement, le système soumis au poids propre présente dans toute la mesure du possible la forme géométrique initialement prévue. La charge mobile n'engendre que de la flexion dans la section de béton armé en forme de caisson. L'influence du retrait et de la déformation lente doit être compensée par une mise en tension ultérieure des fers de la membrure de traction. Il est ainsi possible de réaliser des ponts en poutres d'une portée de 100 à 150 m entre appuis.

Les idées extrêmement intéressantes et révolutionnaires qui viennent d'être exposées fourniront à tous les ingénieurs une foule de suggestions. Une des questions les plus importantes concerne naturellement le matériau des armatures à employer. *M. Freyssinet* a utilisé jusqu'à présent des aciers ronds d'un diamètre allant jusqu'à 16 mm et dont la limite d'écoulement avait été portée de 24 à 80 kg/mm² par étirage à froid. *M. Dischinger* prévoit pour ses ponts en poutres de très grande portée des aciers ronds allant jusqu'à 10 cm de diamètre et 100 m de longueur; des fers de cette longueur seront obtenus en soudant électriquement des ronds de longueur normale. Il se posera donc pour la technique de la sidérurgie et de la soudure de nouveaux problèmes très intéressants.

3^{ème} Partie: Utilisation des aciers à haute résistance.

1^o Rapport *Gehler* (Dresde): Les très nombreux essais effectués par la Commission Allemande du Béton Armé ont conduit aux conclusions suivantes:

L'acier à haute résistance a répondu d'une manière parfaite, dans le domaine du béton armé, aux espoirs qu'on avait fondés sur lui. Ainsi qu'il ressort du tableau I, il offre l'avantage de permettre une élévation de la contrainte admissible dans les fers, de 1200 kg/cm² pour l'acier ordinaire (St. 37) jusqu'à 1800 kg/cm² (dans certains cas spéciaux jusqu'à 2200 kg/cm²) suivant sa limite d'écoulement et la qualité du béton. Les poutres en T soumises principalement à des charges immobiles offrent, avec l'acier St. 52 et une contrainte admissible dans l'acier de 1800 kg/cm², la même sécurité à la fissuration qu'avec l'acier St. 37 et une contrainte admissible de 1200 kg/cm², pour autant que la résistance sur cubes du béton ait une valeur minimum de 225 kg/cm². Dans les dalles de section rectangulaire et même dans le cas de charges mobiles, on peut élever la contrainte admissible à 1800 kg/cm² en employant l'acier St. 52 et un béton avec résistance sur cubes minimum de 225 kg/cm²; dans les poutres en T cette élévation est limitée à 1500 kg/cm². Ces valeurs élevées des contraintes admissibles, parfaitement légitimes lorsqu'on emploie le béton et l'acier à haute résistance, entraîne une série d'avantages, parmi lesquels nous citerons: la réduction de la section des armatures dans la zone tendue et par suite la réduction de la largeur des poutres, d'où réduction du poids propre; la limitation de l'inconvénient qui résulte de la multiplicité des fers recourbés dans les sections situées sur les appuis.

Au cours des essais de Dresde, les fissures ont été photographiées avec un grossissement de 23 et leur profondeur a été mesurée avec précision. Il y a là une base très intéressante et sûre pour l'étude de la sécurité à la fissuration.

Cette sécurité à la fissuration qui s'exprime par le rapport entre la charge pour laquelle apparaît la première fissure et la charge utile, atteint la valeur de 1,8 pour des dalles appuyées sur tous les côtés et armées en croix; la valeur de 1,4 pour des dalles reposant sur leurs quatre angles (planchers-champignons, essais préliminaires de Dresde); elle est de 0,75 pour des dalles armées suivant un seul axe et de 0,5 pour les poutres en T. L'emploi de l'acier à haute résistance peut donc être vivement recommandé pour ces dalles. La sécurité à la

Tableau I.

Contraintes admissibles des armatures à haute limite d'étirement dans les pièces de béton armé en forme de dalles et de poutres.

1	2	3	4	5	6	7	8
Nr.	Type d'acier	Limite d'étirement min. ¹	Allongement minimum à la rupture	Résistance minimum du béton à l'écrasement sur cubes	σ_e adm		Validité
	—	kg/cm ²	%	kg/cm ²	dans les dalles kg/cm ²	dans les poutres en T kg/cm ²	
1	St. 52	3600	20	120 225	1500 1500	1200 1500	également pour les charges mobiles ³ .
2	St. 52	3600	20	120 160 225	1500 1800 1800	1200 1200 1500 ⁴ 1800 ⁵	} Principalement pour les charges immobiles et seulement pour les charpentes non soumises aux intempéries
3	acier spécial ²	3600	14 ⁶	120 160 225	1200 1800 1800	1200 1200 1500 ⁴ 1800 ⁵	
4	acier spécial ²	5000	14 ⁷	120 160 225	1200 2200 2200	1200 1200 1500 ⁴ 1800 ⁵	

¹ *Limite d'étirement.* Conformément au règlement concernant le béton armé § 7 il faut contrôler les propriétés de l'acier. Pour les armatures sans limite d'étirement bien marquée et jusqu'à la mise au point de cette question par les essais actuellement en cours on peut admettre comme limite d'étirement la limite correspondant à 0,4 % de l'allongement total au lieu de la limite correspondant à 0,2 % de l'allongement permanent suivant la norme DIN 1602.

² *Armatures en acier spécial* disposées d'une manière spéciale avec autorisation de la police des constructions.

³ Correspond aux prescriptions actuellement en vigueur.

⁴ Lorsque la section de chaque fer est $> 3,14$ cm². (Dans les barres tordues c'est la section totale qui est déterminante.)

⁵ Lorsque la section de chaque fer $\leq 3,14$ cm² (sinon comme les 2^e et 3^e valeurs).

⁶ Pour les dalles on peut également admettre un acier avec allongement minimum à la rupture de 10 %.

⁷ Pour les dalles on peut également admettre un acier avec allongement minimum à la rupture de 8 %.

fissuration augmente également avec la qualité du béton, mais malheureusement dans une faible proportion par suite de la plus grande fragilité des ciments à haute résistance. Ces résultats purement statistiques des essais conduisent à cette conception d'ordre physique que lorsqu'il apparaît une fissure, la partie de section fissurée (profondeur de fissure · largeur de fissure b_0) doit cesser d'être prise en considération, de même que la résistance à la traction qu'elle représentait. L'importance relative de la fissuration, dans le sens de ce qui précède, peut être évaluée respectivement à 4, 8 et 12 % de la résistance des fers de traction pour des bétons de qualité respectivement faible, moyenne et bonne. Les poutres en T soumises principalement à des charges fixes avec acier St. 52 sollicité à 1800 kg/cm² et béton à haute résistance peuvent accuser la même sécurité à la fissuration qu'avec l'acier St. 37 soumis à une contrainte admissible de 1200 kg/cm² et un béton de qualité courante.

En ce qui concerne la forme des sections pour les poutres de béton armé, les essais de Dresde sur éléments préparés à l'atelier, ont montré que les sections en **I** ou en forme de caisson convenaient particulièrement bien aux systèmes de grande portée, tant du point de vue de la sécurité à la fissuration qu'en ce qui concerne la capacité portante.

2° Dans sa première partie, le rapport *Saliger* (Vienne) traite de la question des *colonnes avec armatures en acier à haute résistance*. Il est basé sur cette constatation qui peut nous surprendre que la loi d'addition, qui a fait l'objet de si nombreuses discussions, n'est plus valable dans le cas des colonnes avec armatures longitudinales et étriers périphériques. Ceci se justifie par le fait que le comportement du béton à l'écrasement ne s'accompagne pas des mêmes raccourcissements que ceux que subissent les armatures elles-mêmes à la limite d'écrasement. La destruction du béton se produit donc plus tôt parce que les barres longitudinales subissent un flambage. Ce n'est que dans le cas des colonnes de béton fretté, qui peuvent supporter une plus grande compression que la limite de compression peut être atteinte; il en résulte que l'emploi des aciers à haute résistance n'est en général justifié que pour ces colonnes de béton fretté. Dans ce dernier cas l'auteur établit une formule basée sur les résultats expérimentaux et correspondant à la loi d'addition. La deuxième partie du rapport est consacrée aux *poutres avec armatures en acier à haute résistance*. En concordance avec le rapport *Gehler*, le rapport *Saliger* constate l'allure hyperbolique de la relation entre les contraintes dans les fers à la première fissure et le pourcentage d'armature. Nous avons déjà étudié dans la première partie le procédé de calcul en question.

3° Le Dr. *Olsen* (Munich) qui présente à ce sujet une contribution à la discussion a déjà publié en 1932 un ouvrage intitulé „Über den Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen“ basé sur de nombreux essais. Les résultats obtenus par lui à cette époque sur des poutres en béton armé concordent bien avec ceux des essais de Dresde, en ce qui concerne l'influence du pourcentage d'armature et de la qualité du béton sur la sécurité à la fissuration. Ces essais de *Olsen* montrent également qu'avec l'acier à haute résistance, et au-dessous de la charge de rupture, la limite d'écoulement se trouve d'autant plus dépassée que le béton est lui-même plus résistant à la compression. Il importe de signaler tout particulièrement cette constatation qu'en tablant sur

100 kg/cm² pour le béton et sur 2000 kg/cm² pour l'acier on obtient une sécurité à la rupture au moins égale à deux pour une résistance sur cubes du béton de 250 kg/cm² et pour une limite d'écoulement de l'ordre de 4000 kg/cm² pour les fers d'armature.

4° Dans le rapport *Brebera* (Tchécoslovaquie), l'auteur étudie les essais effectués avec les deux aciers «Roxor» et «Isteg» principalement employés en Tchécoslovaquie et cite plusieurs exemples d'application intéressants.

4^{ème} Partie: Influence des reprises de bétonnage et des joints de dilatation.

Rapport *Baravalle* (Vienne). Suivant le procédé adopté pour le bétonnage des voûtes il est à recommander également, dans les autres constructions de béton armé telles que planchers, réservoirs, etc. de prévoir des *joints provisoires* que l'on ne laisse subsister que pendant l'exécution des travaux ou qui restent ouverts pendant quelques semaines et que l'on bétonne ultérieurement; on prévoiera également des *joints de dilatation permanents* qui assureront une solution de continuité entre les différentes parties portantes des ouvrages et donneront à celles-ci la possibilité de se déplacer les unes par rapport aux autres.

Leere Seite
Blank page
Page vide