

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

**Band:** 2 (1936)

**Artikel:** Rapport général

**Autor:** Petry, W.

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-3059>

### **Nutzungsbedingungen**

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

### **Conditions d'utilisation**

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

### **Terms of use**

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

**Download PDF:** 13.10.2024

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

## IV

Rapport Général.

Generalreferat.

General Report.

Dr. Ing. W. Petry †,

Geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, Berlin.<sup>1</sup>

Parmi tous les domaines que comporte la construction de béton armé, on a choisi, pour la 5<sup>e</sup> séance de travail, les *surfaces autoportantes* et les *ponts de grande portée*; ces deux sujets permettront de tracer les grandes lignes du développement de la construction de béton armé. Leur présentation sous un même thème est tout-à-fait justifiée car, dans les deux cas, on se trouve en face des mêmes problèmes: Etude plus approfondie du véritable état de contrainte en vue d'adopter les plus faibles dimensions possibles tout en ayant une sécurité suffisante et adoption de mesures constructives tendant à attribuer au matériau une sollicitation telle que sa capacité soit si possible complètement utilisée.

Ainsi qu'on le sait, on distingue dans les *systèmes autoportants*: les *voiles*, systèmes constitués d'une dalle mince à courbure continue et les *systèmes à disques* dans lesquels la dalle incurvée est remplacée par un prisme composé de disques.

Les systèmes à disques ont été utilisés jusqu'à ce jour pour les soutes et les silos, pour les parois des tours de réfrigération et pour les couvertures. Depuis le Congrès de Paris, la question des systèmes à disques a été traitée à plus d'une reprise dans les publications de l'A.I.P.C. *Gruber*, *Grüning* et *Ohlig* ont étudié la théorie exacte en tenant compte des contraintes dues à la flexion. Les travaux de *Gruber* furent publiés dans les 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> volumes de « Mémoires » de l'A.I.P.C. Dans le 3<sup>e</sup> volume de ces « Mémoires » *Craemer* a étudié les sollicitations d'une paroi de soute continue, sous l'effet du poids propre et du frottement des matériaux entreposés.

Nous n'avons rien à expliquer quant à l'application des systèmes à disques. Ainsi que l'a montré *Dischinger* dans son rapport, ils sont beaucoup moins économiques que les systèmes en voile pour couvrir de grandes surfaces à cause des plus fortes contraintes de flexion.

Dans les voiles nous distinguons les voiles à courbure simple, tendus entre les fermes, dans le sens des génératrices et les voiles à courbure double. Dans le

---

<sup>1</sup> Par suite du décès de Monsieur le Dr. Ing. W. Petry, survenu quelques jours avant le Congrès, le présent rapport a été lu par Monsieur *Bornemann*.

premier groupe on constate un fort accroissement de la capacité. *Vallette* parle d'un projet de *Boussiron* pour un toit en voile cylindrique dont la portée des voûtes et la portée des poutres sont de 51,5 m et *Dischinger* cite un toit dont la portée de poutre est de 60 m et celle de voûtes de 45 m; il parle en outre de hangars avec des voûtes dont la portée va jusqu'à 100 m pour une distance relativement faible des fermes. A côté des voiles cylindriques on a développé en France les voiles gauches avec, comme cas spécial, le voile conique et l'on a employé ces types de construction pour des toits en encorbellement, des sheds et des halls dont la portée atteignait jusqu'à 60 m. *Lafaille*, dans le 3<sup>e</sup> volume et *Fauconnier* dans le 2<sup>e</sup> volume de «Mémoires», ont publié des rapports sur ces questions. Disons encore que les tuyaux reposant librement sur des fermes appartiennent aussi au groupe des voiles à courbure simple. *Vallette* cite comme réalisation des plus intéressantes le diffuseur de la soufflerie de Chalais-Meudon qui est un tuyau en tronc de cône à section elliptique et dont les axes principaux ont des longueurs maxima de 23 et 15 m, alors que la portée libre est de 34 m. Lorsque la portée des poutres est plus grande, il est généralement nécessaire de raidir les voiles par des nervures afin d'augmenter leur résistance au flambage. En ce qui concerne la forme des voûtes, on adopte actuellement, au lieu du segment circulaire, le segment d'ellipse relevé par rapport à la ligne funiculaire; on obtient ainsi un meilleur effet de poutre, une répartition plus favorable des contraintes dans le voile et avant tout des moments de flexion beaucoup plus faibles. *Finsterwalder* démontre dans sa contribution à la discussion que la section elliptique est moins défavorablement influencée que la section circulaire par la déformation lente du béton.

*Finsterwalder* a publié dans le 1<sup>er</sup> volume de «Mémoires» sa théorie des voiles cylindriques circulaires en tenant compte des moments de flexion dans le sens de la voûte et en négligeant les moments dans le sens des génératrices. Une théorie qui tient aussi compte de ces moments de flexion a été publiée l'année dernière par *Dischinger* dans la revue „Beton und Eisen“. Dans son rapport, *Dischinger* dit que l'on est arrivé entre-temps à développer une théorie exacte pour les voiles fortement relevés à section elliptique ou de forme semblable; cette théorie paraîtra très prochainement sous forme de dissertation.

Dans les voiles à courbure simple de grande portée, il faut vouer toute son attention à la résistance au flambage. Il faut étudier le flambage du voile en même temps dans le sens de la voûte et dans le sens des génératrices car les résultats obtenus ainsi sont beaucoup plus défavorables que dans le cas d'une étude distincte. Dans le 4<sup>e</sup> volume de «Mémoires», *Dischinger* a traité le problème du voile cylindrique continu sur plusieurs ouvertures.

*Lafaille* a exposé, dans le 3<sup>e</sup> volume de «Mémoires», une théorie générale sur les voiles gauches et il a contrôlé cette théorie par des essais. Quant à l'admissibilité d'une solution approximative généralement utilisée en France pour les voiles coniques, on peut se référer aux résultats des essais de rupture que *Fauconnier* a exposés dans le 2<sup>e</sup> volume de «Mémoires». Le cas spécial du paraboloïde hyperbolique a été traité par *Aimond* dans le 4<sup>e</sup> volume de «Mémoires».

Alors qu'en Allemagne on a toujours approfondi l'étude mathématique du calcul des voiles, dans le but de connaître aussi exactement que possible la

véritable répartition des contraintes, on a attribué beaucoup plus d'importance en France à ne pas encombrer la science de l'ingénieur par des calculs compliqués. Nous parlerons encore, à la fin de ce rapport, de la justification de ces deux conceptions.

Dans le domaine des voiles à courbure double on n'a pas exécuté de constructions spécialement intéressantes depuis le Congrès de Paris, quoique l'on ait poussé très loin la théorie de ces voiles à l'aide des équations différentielles. Les voiles coniques pour le Marché couvert de Dresde, dont avait parlé *Petry* dans son rapport, n'ont malheureusement pas été exécutés. *Dischinger* parle dans son rapport de quelques applications intéressantes des voiles à courbure double. Les rapports de *Aimond* et *Granholm* concernent la théorie: *Aimond* expose la signification géométrique des conditions générales d'équilibre des voiles sans flexion et il en tire les conditions aux appuis qu'il faut introduire pour les différentes formes de voiles afin d'obtenir des états d'équilibre stable. *Granholm* par contre, dans le but de remplacer par des solutions simples les séries infinies à mauvaise convergence, considère la coupole comme un treillis de méridiens reposant d'une façon continue sur des appuis élastiques. De cette façon, il arrive à une théorie simple des coupoles à parois d'épaisseur variable. La concordance avec une solution rigoureuse est satisfaisante.

Il faut citer comme transition à la deuxième partie de cette séance de travail le rapport de *Parvopassu* qui présente, en partant de quelques courtes considérations historiques, un aperçu de tout le domaine du béton armé dans la construction des ponts et charpentes et qui expose les rapports très étroits qui doivent exister entre la théorie et la pratique, qui se complètent et s'influencent réciproquement. En réalité, toute considération sur les ponts de grande portée est basée sur le fait que les portées ne peuvent croître au-dessus de leur valeur moyenne qu'en étudiant les principes de nos calculs, de nos projets et de nos exécutions pour voir si les hypothèses que l'on doit faire dans chaque cas sont aussi valables pour ces conditions spéciales ainsi que le sens dans lequel il faut préciser ces hypothèses ou assurer leur application.

Parmi les rapports présentés sur la question des ponts de grande portée sont plus nombreux ceux qui s'occupent des ponts en arc parce que, pour les ponts en arc, un accroissement important des portées paraît plutôt possible aux points de vue économique et technique. Par ponts en arc, nous entendons tous les systèmes portants de forme incurvée, principalement sollicités à la compression, sans savoir si la poussée horizontale est transmise aux culées ou si elle est absorbée par des tirants.

Deux exigences sont à satisfaire, desquelles nous pouvons tirer toutes les autres: réduction aussi forte que possible du poids propre des arcs et du tablier et limitation aussi poussée que possible du coût des échafaudages. La première exigence conduit à une explication des contraintes admissibles et des mesures qui peuvent influencer la sollicitation et les dimensions de la section. Sur la question de la grandeur des contraintes admissibles, les opinions sont très partagées, suivant la résistance du béton que l'on peut obtenir avec certitude sur le chantier. On ne pourra se décider que suivant les mesures que l'on adoptera dans chaque cas particulier pour la préparation du béton et principalement pour rendre le béton plus compact. Au pont de Traneberg à Stockholm on a admis,

ainsi que *Kasarnowsky* l'a dit dans son rapport,  $120 \text{ kg/cm}^2$  pour les cas de charge les plus défavorables. Dans des conditions normales, *Boussiron* admet que  $100 \text{ kg/cm}^2$  est une limite supérieure qui ne devrait être dépassée que lorsque le béton est fretté. Dans ce dernier cas, il n'hésite pas du tout à doubler les sollicitations admissibles lorsque le frettage est important. On a dans ce cas une section de béton composée de nombreuses couches frettées dont la liaison doit être soigneusement assurée par des armatures transversales. A l'heure actuelle, les contraintes maxima que nous venons d'indiquer devraient être suffisantes car il ressort des rapports de *Boussiron* et de *Gaede* qu'un relèvement plus fort encore des contraintes admissibles ne peut être avantageux que pour des portées qui ne se présentent qu'exceptionnellement dans les ponts de béton armé. Pour chaque portée il existe une contrainte limite au-dessus de laquelle la réduction de poids n'augmente presque plus avec un accroissement de la sollicitation. Sur la base des limites de contrainte que nous avons données, il faut conformer la voûte de telle sorte que la sollicitation maxima soit aussi faible que possible et s'étende sur la plus grande partie possible de la voûte et de telle sorte qu'en tenant compte de la résistance à la fatigue, les variations entre la plus grande et la plus petite contrainte dans une section soient très faibles et que les contraintes de traction soient éliminées. Les valeurs absolues des moments doivent donc être autant que possible égales dans chaque section, varier très faiblement le long de la voûte et, en tous cas, ne pas croître de telle sorte que le funiculaire des forces sorte du noyau. Trois chemins conduisent à ce but: le choix de l'axe de la voûte, la variation du moment d'inertie entre la clé et les naissances et la modification de la position du funiculaire des forces lors du décoffrage. Le surbaissement détermine la forme de la voûte. Son choix est étroitement limité par la portée, par la hauteur de construction lorsque le tablier est surélevé et par des questions d'ordre esthétique lorsque le tablier est suspendu. *Hawranek* expose dans son rapport les modifications que l'on peut apporter à l'allure des moments par le choix d'un axe s'écartant du funiculaire des forces et il démontre que, dans les arcs encastrés, cette méthode ne permet pas d'obtenir dans toutes les sections une égalisation complète de la valeur absolue des moments. *Boussiron* traite d'une manière approfondie la question de la variation des moments d'inertie et il se réfère aux travaux de *Chalos* et de *Vallette* qui furent publiés dans le 2<sup>e</sup> volume de « Mémoires ». Il montre qu'il est possible d'obtenir ainsi une égalisation très poussée des moments, le long de l'axe de la voûte. *Dischinger* a fait un exposé dans la revue « Der Bauingenieur » de 1935 sur la façon dont on peut égaliser complètement les contraintes dans les fibres extrêmes, en utilisant des articulations ou des vérins provisoires placés excentriquement. Les propositions qu'a exposées *Fritz* dans la revue « Schweizerische Bauzeitung » de 1935 sont du même genre. La représentation graphique de l'emploi de matériaux en fonction des grandeurs arbitraires peut rendre de grands services pour le choix des mesures à adopter.

La nécessité de réduire le poids et d'augmenter la grandeur du noyau nous a conduit partout à l'adoption de sections creuses. Dans le choix entre un arc avec articulations et un arc encastré, les moments de flexion donnent toujours plus l'avantage à l'arc encastré avec l'augmentation de la portée. Dans ce cas on a un relèvement du degré d'insécurité car l'encastrement complètement rigide est

d'autant moins assuré, même lorsque l'arc repose sur le rocher, que les réactions d'appuis et les moments aux naissances sont plus grands.

Toutes les mesures dont nous avons parlé, concernant la disposition de l'arc, ne conduisent au but désiré que lorsqu'elles sont basées sur une évaluation exacte des moments et des forces normales. Pour les grandes portées il ne suffit plus de calculer les contraintes dans l'arc en partant d'un axe non déformé et d'ajuster de nouveau, lors du décoffrage, l'axe de la voûte à son allure supposée dans le calcul; il faut en outre calculer les contraintes qui peuvent se produire dans le système élastique déformé plastiquement par la déformation lente et le retrait du béton et tenir compte de cela dans la disposition des sections. C'est pourquoi *Hawranek* développe une méthode de calcul qui tient compte de différents modules d'élasticité dépendants de l'âge du béton et de la déformation élastique de l'axe de la voûte. *Freudenthal* traite aussi ce problème dans le 4<sup>e</sup> volume de « Mémoires ». *Kasarnowsky* expose la façon dont on a évalué les contraintes additionnelles engendrées par la déformation au pont de Traneberg.

De tels calculs ne seront satisfaisants que lorsque l'on pourra exprimer la variation réelle du module de déformation en fonction du temps et du procédé de construction. La connaissance de ce module est nécessaire aussi à l'évaluation de la sécurité au flambage de la voûte. Les ingénieurs sont unanimes à reconnaître qu'il faut toujours étudier la sécurité au flambage des ponts de grande portée. Les nombreuses mesures qui ont été effectuées au cours de ces dernières années sur des ouvrages en service, dans le but de déterminer le module d'élasticité, n'ont donné aucun renseignement car elles n'ont pu s'étendre qu'à un état limité dans le temps ou dans l'espace. On sait aujourd'hui que la déformation lente est de beaucoup la plus importante de toutes les déformations possibles si l'on n'adopte pas des mesures spéciales pour la réduire et ces mesures ne sont pas toujours applicables. *Dischinger* démontre que l'on peut éliminer les conséquences dangereuses de la déformation lente en donnant à l'arc une forme telle que le poids propre ne produise aucun moment de flexion car, dans ce cas, la déformation lente ne peut engendrer aucun moment additionnel. Il est impossible de remplir toujours cette condition dans les voûtes encastrées car la déformation lente s'étend sur un temps assez long dans lequel, par suite des variations de température, il se produit des moments même lorsque la voûte épouse exactement, après le décoffrage, la forme du funiculaire des charges permanentes. On ne peut que faire en sorte de maintenir aussi faibles que possible les moments permanents et les moments dus à la température et agissant assez longtemps, là où la déformation lente pourrait engendrer de grands moments additionnels.

Les difficultés dont nous venons de parler ne doivent cependant pas réduire la valeur des calculs exacts. En outre, il est toujours utile de simplifier le calcul. Ces deux exigences sont contenues dans le travail de *Mörsch* consacré à l'influence des forces de freinage sur les ponts massifs, travail dans lequel l'auteur indique la façon dont on peut combiner les effets de freinage et les forces verticales dans des lignes d'influence résultantes. A ce même domaine appartient aussi le travail publié par *Vallette* dans le 2<sup>e</sup> volume de « Mémoires » sur la transposition du calcul de certains types d'arcs d'une dimension plus faible à une dimension plus grande.

Dans les ponts en arc à tablier suspendu il est possible de réduire fortement

les moments de flexion dans l'arc en donnant aux suspentes la forme d'un entretoisement triangulé reliant l'arc au tablier; les suspentes sont donc obliques et disposées de telle manière que seules celles qui sont sollicitées à la traction collaborent à la transmission des forces. *Nielsen* a traité ce sujet dans les 1<sup>er</sup> et 4<sup>e</sup> volumes de « Mémoires » et *Boussiron* a donné dans son rapport une description du plus grand ouvrage avec suspentes obliques: le pont de Castelmoron avec ouverture de 143 m.

Occupons-nous maintenant de la deuxième exigence principale: limitation du coût des échafaudages. Les rapports de *Boussiron*, *Hawranek* et *Kasarnowsky* s'occupent de cette question. En fait, le choix d'une construction favorable de l'échafaudage détermine souvent la possibilité d'exécution d'un pont en arc de grande portée ou la possibilité, pour un arc massif, de concurrencer un arc métallique. On obtient la plus grande réduction du coût de l'échafaudage, par rapport à l'unité de masse de la superstructure, en utilisant le même échafaudage pour plusieurs voûtes; comme exemples nous pouvons citer le pont de Plougastel avec trois ouvertures semblables et le pont de Traneberg à Stockholm avec deux arcs juxtaposés. De telles conditions ne se rencontrent malheureusement que rarement dans la pratique. La possibilité de limiter la portée libre de l'échafaudage par de nombreuses palées peut être d'autant moins mise à profit que la portée du pont est plus grande. On se trouve donc en général en face du problème suivant: construire un échafaudage sans appuis intermédiaires d'une portée atteignant à peu près celle du pont à édifier. Si l'on considère d'autre part le fait que cet échafaudage doit avoir la forme exacte de l'arc et doit pouvoir résister à la surcharge sans accuser de grandes déformations, on constate que le projet et la construction de l'échafaudage ne présentent pas moins de difficultés que le projet et l'exécution du pont lui-même.

Un système simple et satisfaisant, dont la déformation est facile à calculer, est celui des arcs métalliques tels qu'ils furent employés au pont de Traneberg. Pour de plus grandes portées cependant, ils deviendront rapidement trop lourds et trop coûteux par suite de la rigidité au flambage qu'il est nécessaire de leur donner. C'est pourquoi *Hawranek* propose de soutenir cet échafaudage par un système de câbles et de palées. En général un échafaudage de bois est plus économique, surtout lorsqu'il est combiné avec des câbles qui souvent sont nécessaires à la construction de l'échafaudage. A part les câbles il est avantageux parfois de soumettre à une précontrainte les membrures de tension. Des dispositions permettant de redonner à l'échafaudage sa forme exacte au cours de la mise en charge et aussi durant le décoffrage sont très appropriées. Pour terminer, disons que l'on a proposé des échafaudages qui se rapprochent du type *Melan* et dont une partie reste dans l'ouvrage terminé. La pure méthode de *Melan*, où l'échafaudage forme à lui seul la carcasse d'armature, n'est plus économique pour les grandes portées.

Afin de limiter l'importance de l'échafaudage on a souvent proposé de ne charger l'échafaudage qu'avec une partie du poids de l'arc, c'est-à-dire d'exécuter la voûte en anneaux de telle manière que l'anneau inférieur soit supporté par l'échafaudage et les anneaux supérieurs par le premier anneau seulement ou par ce premier anneau et l'échafaudage. Cette méthode de construction très appropriée a cependant un inconvénient: Les états de contrainte dans les différents anneaux

sont très difficiles à déterminer durant la construction et, lors de la correction de la forme de l'arc par des procédés spéciaux de décoffrage, bien des points restent incertains parce que le module de déformation des différents anneaux, bétonnés à des temps différents et soumis, avant le décoffrage, à des précontraintes d'une durée et d'une grandeur variables, est probablement très variable aussi.

Lors du décoffrage des ponts en arc de grande portée on s'efforce en général de donner à la voûte une forme déterminée tenant compte de la compression élastique. Pour l'obtenir il ne suffit en général pas seulement d'abaisser l'échafaudage. On utilise en outre généralement des vérins hydrauliques que l'on place à des endroits appropriés et grâce auxquels on introduit dans la voûte des forces telles que l'on obtienne l'état de contrainte et de déformation désiré. Cependant, on ne peut atteindre ce but que lorsque l'on peut calculer exactement à l'avance l'état de déformation.

On a cité comme limite théorique de la portée des ponts en arc massifs 1000 m (*Freyssinet*) et 800 m (*Boussiron*), dimensions qu'autorisent les contraintes admissibles actuelles mais qui, pour le moment, sont elles-mêmes soumises à des limites d'ordre économique. Cependant, les contraintes actuellement permises sont certainement suffisantes pour la réalisation de portées de 200 à 300 m.

Pour les ponts en poutre, un accroissement de la portée au-dessus des dimensions que l'on a atteintes jusqu'à présent, est pour ainsi dire irréalisable par relèvement des contraintes admissibles dans le béton et l'acier et par conformation appropriée de la section. En effet, la fissuration du béton, qui croît avec chaque relèvement des contraintes, met en doute la durabilité de tels ouvrages et le poids propre croît dans une telle proportion que la limite est bientôt atteinte du point de vue économique. Ces deux inconvénients peuvent être surmontés par la mise en tension préalable de l'armature, ce qui supprime les contraintes de traction dans le béton ou tout au moins les limite suffisamment pour qu'aucune fissure ne se produise. On obtient ainsi une bien meilleure utilisation de la section de béton dont la conséquence est une réduction du poids propre. Une mise en tension préalable suffisante permet de réduire fortement les fléchissements. *Dischinger* expose dans son rapport qu'il est nécessaire de conformer la section et de disposer les armatures précontraintes de manière à ce que la poutre ne soit soumise, sous l'influence de son propre poids, qu'à des forces de compression centrées. Seule la surcharge engendre dans ce cas des fléchissements, qui sont purement élastiques; l'ouvrage peut avoir ainsi la plus longue existence imaginable.

Pour atteindre ce but, *Dischinger* sort les principaux fers portants de la section de béton et les dispose en contre-fiche, à l'intérieur de la poutre en forme de caisson. Les distances entre cette membrure de traction et l'axe neutre sont proportionnelles aux moments du poids propre. La poutre de béton armé s'appuie sur la membrure de traction aux coudes de cette dernière; ces appuis sont mobiles. Sous l'influence du poids propre, la poutre agit comme une poutre continue reposant sur ces appuis intérieurs, c'est-à-dire avec des portées beaucoup plus faibles que la portée extérieure de la poutre. Les moments résultant du poids propre de la construction de béton armé sont donc fortement réduits; les contraintes engendrées par la charge permanente sont donc insignifiantes vis-à-vis des précontraintes appliquées par la membrure tendue. Cette contre-fiche

est mise en tension au moyen de presses hydrauliques jusqu'à ce qu'elle transmette à elle seule aux appuis le poids propre de la poutre de béton armé. En divisant par des joints la construction de béton armé on peut ne faire travailler que certaines parties de la section et attribuer à l'axe neutre la position la plus favorable.

La déformation lente du béton annulera à la longue l'état de contrainte prévu dans la poutre. Pour remédier à cet inconvénient, *Dischinger* propose de remettre de temps en temps la contre-fiche en tension jusqu'à l'obtention d'un état stable. A côté de poutres continues et de poutres du type Gerber, d'une portée de 150 m, *Dischinger* expose le projet d'un pont suspendu avec poutre raidisseuse en béton armé. Jusqu'à aujourd'hui on a réalisé, suivant cette méthode, un pont en poutre de 70 m de portée. *Freyssinet* poursuit le même but tout en suivant d'autres chemins. On peut espérer que de telles solutions permettront d'augmenter fortement les portées des ponts en poutre en tenant compte du côté économique de la question.

Jetons un coup d'oeil général sur ce thème; nous pouvons en tirer quelques conclusions générales. Plus on exige des constructions de béton armé, qu'il s'agisse de voiles ou de ponts, de franchir de grandes portées avec emploi restreint de matériaux, plus il est nécessaire de contrôler les hypothèses de nos théories afin de voir si elles suffisent encore à de telles exigences. Comme ingénieurs conscients de nos responsabilités, nous ne devrions nous engager dans de nouvelles voies que lorsque la sécurité nous apparaît mathématiquement assurée. Or, pour pouvoir calculer nous sommes obligés de faire des hypothèses. C'est pourquoi nous idéalisons dans chaque cas les propriétés du matériau et les conditions mécaniques de nos ouvrages. Il n'existe par conséquent en réalité aucune théorie exacte; ces dernières ne se distinguent des solutions dites approximatives que par le degré d'idéalisation de leurs fondements. Faut-il donc écarter ce que l'on appelle les solutions exactes? En aucune façon. Elles nous permettent tout d'abord, dans le rapport de leur exactitude, de déterminer le degré d'approximation des solutions usuelles et par le fait même leur applicabilité et elles nous permettent en outre, dans tous les essais exécutés sur des ouvrages terminés ou dans des laboratoires, d'observer ce qui est important et d'évaluer avec exactitude l'observation. Par contre, celui qui veut développer les solutions exactes doit très exactement contrôler l'admissibilité de ses hypothèses afin de ne pas confondre exactitude plus grande avec étude mathématique plus compliquée. Cependant, le contrôle mathématique d'une sécurité satisfaisante ne suffit pas du tout si, lors de l'exécution, on ne fait pas en sorte que les conditions de l'ouvrage correspondent autant que possible aux hypothèses admises dans le calcul. Le but le plus important de ce Congrès est de rappeler ces relations à tous les participants s'occupant de théorie, de pratique, d'essai des matériaux et de statique. L'exposé de ce thème a tout spécialement fait ressortir cette nécessité.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide