

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

**Band:** 6 (1960)

**Artikel:** Rapport général

**Autor:** Louis, H.

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-7053>

### **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:** 08.02.2025

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

**Béton armé et béton précontraint**  
**Stahlbeton und Spannbeton**  
**Reinforced and Prestressed Concrete**

**IV**

**Développements nouveaux dans la construction des ponts**  
**Neue Entwicklungen im Brückenbau**  
**New Developments in Bridge Building**

**IV a**

**Progrès et échecs dans la construction**  
**Fortschritte und Rückschläge in der Konstruktion**  
**Progress and Failures in Bridge Building**

**IV b**

**La sécurité**  
**Sicherheit**  
**Safety**

**Rapport général**

H. LOUIS

Professeur, Liège (Belgique)

**IV a. Progrès et échecs dans la construction**

Le caractère non homogène des communications de la publication préliminaire s'est trouvé confirmé dans les travaux présentés à la séance de travail du Congrès. Ceux-ci consistent pour la plupart dans la description d'ouvrages remarquables par leurs dimensions, par un ou plusieurs éléments de leur conception ou par leur mode d'exécution. Un mémoire traite d'une méthode de calcul des ponts basée sur les états limites.

Le pont Narrow, en béton précontraint, construit en Australie occidentale est décrit par MM. BAXTER, BIRKETT et GIFFORD; indépendamment de ses grandes dimensions, il se caractérise par une épaisseur d'âme assez faible, 20 centimètres pour une hauteur maximum de poutres de 3,75 mètres environ.

Les longerons constitués par des poutres en I de hauteur variable, préfabriquées par tronçons de 3,04 mètres comportant diaphragme et massifs d'ancrage, sont des poutres doublement cantilever sous poids mort; elles sont rendues continues sur six appuis au moyen de câbles courts précontraints reliant les blocs d'extrémité adjacents à chaque articulation provisoire.

Les câbles principaux de précontrainte sont nécessairement extérieurs aux âmes en raison de la faible épaisseur de celles-ci et de l'importance de l'effort de précontrainte (2120 tonnes par poutre). Sur une certaine distance à partir des appuis, les âmes sont soumises à une précontrainte verticale par des câbles intérieurs. La sollicitation simultanée de l'âme par moment fléchissant et par effort tranchant semble avoir posé un problème dont la réalisation n'a pas été aisée selon les auteurs. Il s'agit effectivement d'une question difficile; si plusieurs chercheurs se sont penchés sur elle, il n'en reste pas moins vrai que, en dépit de slogans dangereux généralisant l'influence favorable de la composante verticale de l'effort des câbles relevés, le domaine de la résistance à l'effort tranchant du béton précontraint est encore inexploré pour une large part.

Les auteurs du pont Narrow ont déterminé l'effort de précontrainte verticale en réduisant à une valeur admissible, la tension principale de traction d'effort tranchant, celui-ci étant diminué d'une part par l'action des câbles relevés et d'autre part par l'inclinaison de la membrure inférieure des maîtresses poutres. Cette analyse de la tension principale de traction faite dans le domaine élastique et appliquée à la section entière de la poutre est évidemment en défaut lors de la fissuration de la poutre par flexion. La précontrainte verticale ainsi calculée est en effet insuffisante dans ce stade et, selon les auteurs du projet, à défaut d'informations suffisantes sur la question, l'action de la précontrainte a été complétée par des étriers verticaux en acier doux déterminés de la manière usuellement employée pour le béton armé.

Un essai sur modèle a montré que la résistance de la poutre ainsi armée était considérablement sous-estimée car quand la fissuration sous flexion apparaît, la contrainte des étriers est toujours inférieure à la limite élastique.

Nous pensons que ce cas pratique rencontré à propos de la construction de nombreux ouvrages méritait d'être signalé. En effet, si actuellement on peut conclure à la nécessité de ne pas considérer séparément la rupture par effort tranchant et la rupture par flexion, le problème réel est très complexe surtout si des charges localisées agissent soit sur la face supérieure des poutres, soit sur leur face inférieure.

Il s'agit d'un domaine où de nombreuses théories ont déjà été proposées, sans d'ailleurs qu'elles confirment les résultats d'expériences. A cet égard, il nous paraît utile de citer M. le Professeur RÜSCH qui, dans son rapport général sur l'évolution des méthodes de calcul (F.I.P. Berlin 1958) écrivait: «Pour arriver à une théorie satisfaisante de la rupture à l'effort tranchant des poutres en béton précontraint, on devra continuer les recherches sur les différents facteurs qui influencent cette rupture comme la section, la précontrainte, la

portée d'effort tranchant, le mode d'action de la charge et la forme des appuis, les armatures longitudinale et transversale, la résistance du béton et la résistance à une sollicitation composée, pour se limiter aux plus importants.»

M. B. ŽEŽELJ décrit deux ponts importants en béton armé et en béton précontraint réalisés en Yougoslavie.

Le pont sur la Tisa, d'une longueur totale de 400 mètres, comprend dans sa partie centrale trois travées de 50, 154, 50 mètres; les poutres précontraintes sont raidies dans la travée médiane par des arcs en béton armé, de surbaissement 1 : 6,4.

Les deux maîtresses poutres écartées de 8,80 mètres, de 3,15 mètres de hauteur, ont une forme en I dont l'épaisseur de l'âme est de 16 centimètres.

La précontrainte des poutres a été faite en plusieurs phases au moyen de câbles extérieurs dont le tracé réglable était adapté à chaque stade d'exécution de l'ouvrage. Il a été tenu compte du retrait et du fluage en maintenant les arcs sous des vérins placés en clef pendant un délai de quelques mois; cependant cette compensation n'a pu être que partielle, le tablier n'étant pas réalisé à ce moment en raison de la faible section de clef, l'arc a en effet des dimensions réduites, la tension admise dans le béton armé étant de 150 kg/cm<sup>2</sup>.

Les pièces de ponts, les suspentes et les contreventements préfabriqués sont en béton précontraint. Le système des trois travées extérieurement isostatique sous poids mort est rendu continu par blocage de deux articulations réalisées dans les travées latérales. Il s'agit là d'une belle et importante réalisation dont le programme d'exécution complexe mais conforme à tout moment aux hypothèses de calcul permet de considérer avec maîtrise, efficacité et sécurité, des systèmes élémentaires successifs qui éliminent l'intervention de phénomènes dits secondaires mais dont l'influence dans un tel ouvrage est importante.

Le second pont décrit par M. ŽEŽELJ enjambe le Danube à Novi Sad au moyen de deux arcs encastrés en béton armé, d'ouvertures respectivement égales à 211 et à 166 mètres et de surbaissement égal à 1/6,5.

La fondation des supports est réalisée à l'aide de caissons en béton armé pour les culées et en béton précontraint pour la pile; derrière les culées, la butée des terres a été rendue active progressivement à l'aide de voiles en béton armé prenant appui sur les supports par l'intermédiaire de vérins.

Cet ouvrage comporte plusieurs éléments d'intérêt tant dans sa conception que dans son exécution.

Le cintre de la grande arche a seulement une ouverture de 108 mètres; sa poussée a été transmise par des poutres aux culées; il a été monté par tronçons articulés entre eux dont le blocage après réglage a été fait au moyen de mortier vibré et de boulons.

Le cintre ne supporte que 40% du poids de l'arc: celui-ci étant en caisson, le premier rouleau constitué par la membrure inférieure du caisson a été bétonné, décintré et maintenu sous vérins. Le second rouleau formé par la

membrure supérieure du caisson a été bétonné sans liaison avec le premier; les voiles longitudinaux ont ensuite été réalisés quelque temps après le décintrement des deux rouleaux, leur liaison avec ces derniers a été assurée par précontrainte.

L'ensemble restera soumis à l'action des vérins en clef pendant un délai de six mois pour compenser les effets du retrait, du fluage et des déplacements d'appuis, du moins partiellement car à ce stade le tablier n'est pas réalisé, à l'exception des suspentes et des entretoises principales qui comme les contreventements sont en béton précontraint et préfabriquées.

M. FINSTERWALDER envisage des développements nouveaux de la construction des ponts en béton précontraint qui doivent retenir l'attention car ils marquent une tendance. Ce serait une erreur en effet de croire, malgré les progrès réels qui ont été faits depuis une quinzaine d'années, que la conception des ouvrages restera figée. Des formes nouvelles peuvent encore être trouvées, qui grâce à des applications judicieuses de la précontrainte, conduiront à un affinement plus grand et à une esthétique meilleure sans contrevenir aux lois de la sécurité et de l'économie.

Ces formes ne pourront pas toujours être justifiées par une méthode de calcul rigoureuse, mais la technique expérimentale sera plus que jamais, pour le constructeur, le guide sûr de son choix et du contrôle de ses idées. Cependant ce mode de dimensionnement n'en est pas rendu plus aisé car il exige le respect le plus strict des lois de la statique et de la stabilité. En outre, les applications de ces lois au fonctionnement d'un modèle et à son extrapolation au comportement de l'ouvrage réel sont souvent difficiles à découvrir et causent plus de soucis que la déduction de conclusions à partir d'un calcul approfondi que l'on postule rigoureux.

M. FINSTERWALDER considère que pour des routes urbaines surélevées, que l'on conçoit comme un pont route, des piliers centraux présentent de nombreux avantages quant à l'utilisation de l'espace situé sous la route.

Il donne un exemple, réalisé, d'un ouvrage en forme de dalle-champignon carrée de 32 mètres de côté, qui se raccorde suivant les diagonales à un pilier central. La dalle est précontrainte dans deux directions; la résistance à l'effort tranchant à la jonction des deux dalles est assurée par une appropriation du système d'ancrage Dywidag utilisé par l'auteur.

Cette solution nous paraît effectivement heureuse; elle peut être généralisée pour des ponts routes situés hors des villes et il n'est pas exclu de penser qu'elle est susceptible d'une évolution.

D'une manière générale, le principe de la dalle champignon continue a plusieurs fois été adopté pour plusieurs ponts routes qui se distinguent par leur légèreté d'aspect et leur économie. On se heurte toutefois à des difficultés dans le calcul; encore une fois des expériences sont indispensables et nous sommes heureux de signaler les importantes recherches entreprises sur ce sujet par le Professeur NYLANDER dont les participants au Congrès de Stock-

holm ont pu visiter les laboratoires et se rendre compte des résultats obtenus par des essais faits sur des modèles en vraie grandeur.

M. FINSTERWALDER décrit ensuite un pont en treillis, précontraint, continu en trois travées de 90, 108 et 90 mètres, construit à 60 mètres de hauteur au dessus de la vallée de Mangfall. Le treillis en croix de St-André fut présenté en raison de sa grande légèreté et de son aspect. Beaucoup mieux que le béton armé qui exige de grandes longueurs d'ancrages des armatures en vue de la transmission des efforts aux nœuds, le béton précontraint se prête bien à ce type de construction car les efforts dans les barres sont directement concentrés aux nœuds par les ancrages localisés des armatures de précontrainte. L'ouvrage a été monté en encorbellement; les supports ont été solidarités avec les maîtresses poutres en treillis de telle sorte que l'ensemble se comporte comme un portique.

En terminant, M. FINSTERWALDER présente l'avant-projet d'un ouvrage au dessus du Bosphore, qu'à juste titre il considère comme une nouvelle forme de pont suspendu rendue possible grâce à l'idée du béton précontraint. Il s'agit d'une construction de 1200 mètres de longueur totale, continue en trois travées quasi égales. L'avant-projet prévoit quatre supports intermédiaires d'une hauteur de 53,30 mètres comportant un ou deux porte-à-faux précontraints de 100 mètres de longueur. A ces porte-à-faux est fixé un tirant-dalle, servant de tablier et ayant 200 mètres de longueur et 30 centimètres d'épaisseur; sa flèche est de 1,45 mètre sous poids mort et de 1,85 mètre sous charge totale et une élévation de température de 15°.

Un tel type d'ouvrage est une préfiguration de nouvelles conceptions possibles que nous évoquions ci-dessus; n'est-il pas d'ailleurs une sorte d'extrapolation des solutions adoptées par M. FINSTERWALDER pour des routes surélevées? Il présente une grande simplicité de forme, de conception et de «fonctionnement», c'est-à-dire trois qualités auxquelles la précontrainte permet le plus souvent de tendre sinon d'aboutir. M. le Professeur SMITKA donne le résultat d'une étude de classification et de normalisation des ponts reconstruits en Tchécoslovaquie. Cette étude a déterminé la conception à prévoir pour ces ouvrages en fonction de leur portée et de l'économie; la plupart d'entre eux sont construits à partir de poutres préfabriquées en béton armé ou en béton précontraint, dont la forme rectangulaire, en I, en caisson ouvert ou fermé dépend de la portée.

Il décrit ensuite\*) les culées comportant des amorces de retombée en béton et les piliers d'extrémité d'un arc en acier de 330 mètres d'ouverture. Par après, il commente le projet de deux ponts en béton précontraint d'une longueur de 252 mètres à quatre travées inégales réalisés en poutres consoles. Le pont est en caisson à deux cellules, de hauteur variable. La particularité est l'ancrage des câbles et leur protection; ceux-ci sont directement bétonnés à partir de la dalle supérieure du caisson avec laquelle le bétonnage de protection semble donc former monolithe.

\*) Paraîtra dans un prochain numéro du «Bulletin».

En terminant, le Professeur SMITKA décrit par le détail un nouvel appareillage mis au point dans son pays en vue de réaliser des câbles de précontrainte d'une force de 100 tonnes et composés de 24 fils dont le diamètre peut atteindre 7 millimètres. Il ne mentionne pas l'intérêt technique pour les ouvrages de l'utilisation de ces câbles de grande puissance.

Il me paraît utile de signaler que M. DUMAS, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées de France a conçu et fabriqué des câbles et des vérins permettant d'atteindre un effort de 180 tonnes en groupant trente fils de 7 millimètres dans une gaine de 62 mm de diamètre<sup>1</sup>). Le principal avantage de ces câbles selon M. DUMAS réside dans le gain de place considérable qu'ils permettent de réaliser par rapport aux groupements de fils habituels. Ces câbles, qui sont associés à d'autres de plus faible section, absorbent la majeure partie des moments fléchissants; ils se trouvent à la partie inférieure des poutres et sont pratiquement rectilignes. Leur faible section a pour effet d'augmenter le bras de levier ce qui permet, à taux de travail égal, une réduction de la hauteur des poutres.

En outre, employant la méthode de l'écroissage préalable des fils avant la mise en tension, M. DUMAS a montré que l'emploi des câbles de trente fils lui permet de réaliser un gain de 30% sur les tensions subsistantes par rapport aux tensions subsistantes qui existent dans une poutre dont les fils ont été tendus à 120 kg/mm<sup>2</sup> sans écroissage préalable et avec les procédés classiques de blocage.

M. MÜLLERSDORF considère surtout dans sa communication les moyens pratiques de réduire les effets défavorables du fluage et du retrait dans les ouvrages continus.

Dans un premier ouvrage de 330 mètres de longueur comportant des travées de 26 mètres, les poutres principales ont été préfabriquées à cette longueur de 26 mètres et précontraintes par le système Hoyer: à leur extrémité était réalisé un biseautage de la partie supérieure en vue de la liaison sur chantier avec les poutres adjacentes. Une première précaution fut prise en vue de réduire l'influence défavorable de la forme droite des armatures de précontrainte, elle a consisté dans le placement d'une armature de précontrainte complémentaire placée à la partie supérieure des poutres. La deuxième précaution était de prévoir un programme d'exécution comportant entre chaque phase, des délais tels que la continuité n'était réalisée qu'après qu'une partie importante du fluage se soit produite. Le rapporteur donne les diagrammes de sollicitation à mi-portée d'une travée et sur un appui aux différentes phases d'exécution et de sollicitation. Par ce procédé, les effets du fluage résiduel sont défavorables à mi-distance entre les appuis et améliorent l'état de tension sur l'appui.

Dans un second ouvrage, les travées ont une longueur de 17 à 18 mètres;

<sup>1</sup>) F. DUMAS: Câbles de grande puissance. Association Scientifique de la Précontrainte, 4e session d'études, 10 et 11 mars 1960, Paris.

le tablier formé de quatre âmes-longerons recouvertes par une dalle, comporte une forte entretoise sur les appuis.

Les longerons en béton armé préfabriqués ont été déposés sur les piles contre les entretoises; la dalle supérieure a été bétonnée au droit des piles sur une certaine longueur de part et d'autre et ensuite en travée. Une pré-contrainte a ensuite été appliquée sur les appuis. Le fluage a cette fois pour effet d'aggraver l'état de tension à l'appui et de l'améliorer en travée.

Ce réglage des sollicitations par le mode d'exécution vu du point de vue de la redistribution des efforts sous les effets du retrait et du fluage a été fait d'une manière particulièrement approfondie par M. MÜLLERSDORF. Certes la plupart des constructeurs de ponts sont habitués à faire, dans le principe, une exécution fractionnée en vue de réduire ces effets, mais c'est seulement en tentant, comme l'a fait M. MÜLLERSDORF, de caractériser l'état de tension propre à chaque phase de l'exécution que des connaissances nouvelles seront acquises et que les ouvrages pourront bénéficier des méthodes raisonnées mises en œuvre lors de leur réalisation.

Lors de la discussion libre tenue à Stockholm, M. WITTFOHT a relaté les différentes phases d'exécution d'un pont d'autoroute construit sur le Main près Bettingen. Indépendamment de ses grandes dimensions: 310 mètres en trois travées continues de 85, 140 et 85 mètres, cet ouvrage a en plan une forme courbe et est biais. En coupe transversale, il est formé par deux caissons indépendants, de section rectangulaire à hauteur variable, comportant des encorbellements importants. Le pont a été construit par tronçons partant des piles et reposant sur des échafaudages mobiles. L'armature principale de pré-contrainte est constituée par des câbles de 100 tonnes enfilés dans les tronçons et ensuite tendus.

M. le Professeur EVGRAFOFF résume dans sa communication, quelques particularités du calcul des ponts par la méthode des états limites qui est adoptée en U.R.S.S. depuis 1955. Les états limites sont déterminés par la résistance de la construction, les déformations d'ensemble et les déformations locales.

La méthode repose sur la connaissance statistique des facteurs susceptibles d'influencer, dans le sens le plus large du mot, le comportement des ouvrages.

Ces facteurs concernent en ordre principal la variabilité des charges, des propriétés des matériaux, des conditions de travail.

La variation possible des charges est prise en considération en adoptant un coefficient qui varie de 1,15 à 1,4 pour les charges mobiles selon la portée et le type de pont, il est pris égal à 1,1 pour les charges permanentes.

La variabilité de propriétés des matériaux est caractérisée par un coefficient d'uniformité égal au quotient de la valeur minimale de la résistance du matériau — elle-même égale à la valeur moyenne, déterminée par des essais de la propriété considérée, diminuée systématiquement de la valeur de trois écarts quadratiques — et de la valeur normalisée de cette propriété.



La valeur de  $k$  est évidemment d'autant plus faible que la dispersion de la caractéristique mécanique du matériau est élevée;  $k$  est de l'ordre de 0,6 pour le béton et de 0,85 pour la limite élastique de l'acier.

La variabilité des conditions de travail intervient sous la forme d'un coefficient, souvent pris égal à 0,9 qui tient compte à la fois des tolérances sur les dimensions et de la méthode de calcul adoptée.

La condition à réaliser est évidemment que la valeur de la fonction déterminant l'action des sollicitations soit inférieure à la valeur de la fonction caractérisant la résistance de la construction, les éléments de sollicitation ou de résistance intervenant dans ces deux fonctions étant affectés des coefficients mentionnés ci-dessus qui caractérisent les variations possibles de ces éléments.

La méthode de calcul par la considération des états limites est surtout appliquée aux ponts en béton armé.

Dans la suite de son mémoire, M. le Professeur EVGRAFOFF résume la méthode de calcul à la rupture, déjà bien connue, utilisée en U.R.S.S. pour le dimensionnement des ouvrages en béton armé. Les principes de cette méthode se trouvent en défaut s'il s'agit d'un calcul à la fatigue; le rapporteur signale qu'on utilise alors d'autres formules qu'il ne mentionne pas.

Quoi qu'il en soit, l'utilisation de la méthode des états limites pour le calcul des ponts est généralisée dans le pays du rapporteur et se trouve justifiée par des résultats favorables d'essais sur les poutres de grande portée conduisant à des ruptures par flexion ou par effort tranchant et d'essais de fatigue.

Il eût été intéressant de connaître les idées du rapporteur sur plusieurs questions:

- la méthode de calcul qu'il préconise est-elle appliquée aux systèmes hyperstatiques; existe-t-il des informations sur les effets des redistributions des sollicitations dues au retrait et au fluage?
- de quelles informations dispose-t-on à l'heure actuelle pour les ouvrages ainsi calculés, quant aux effets des charges de longue durée (charges permanentes) et des charges répétées.
- quelles sont les limites imposées pour les déformations d'ensemble et pour les déformations locales (fissures).

#### IVb. La sécurité

La seule communication présentée au Congrès et pouvant se rattacher à la sécurité des ouvrages est de M. le Dr ABELES; elle traite des tensions de traction à admettre dans les ponts en béton précontraint sur la base des effets cumulatifs et de la grandeur des sollicitations réelles par fatigue.

Le rapporteur, se basant sur des résultats d'essais en cours en Grande-Bretagne, montre que l'on peut envisager des tensions de traction plus élevées

que celles généralement admises à l'heure actuelle sous la charge utile maximale de calcul, celle-ci n'étant appliquée que très rarement dans la vie du pont.

Les essais de fatigue montrent qu'aucune fissuration visible n'apparaît pour une valeur limitée de la tension de traction, telle qu'elle résulte de l'application des charges utiles courantes, même après que des fissures se soient produites, ouvertes et refermées lors de l'application préalable de plusieurs millions de mises en charge et sous l'effet de tensions de traction plus élevées. Le rapporteur relate par le détail les résultats d'essais nombreux et particulièrement intéressants non seulement en fonction du but poursuivi mais aussi du point de vue des techniques expérimentales utilisées. Bien qu'aucune grandeur des tensions de traction à admettre ne soit donnée, la proposition de principe faite par M. le Dr ABELES paraît raisonnable à la condition que ces tensions puissent toujours être déterminées exactement par le calcul, ce qui semble contesté, du moins dans certains cas de poutres continues, si l'on se réfère aux travaux de MM. GUYON et LEBELLE.

\* \* \*

En conclusion et malgré le caractère assez hétérogène des mémoires de ce thème IV, présentés lors du Congrès ou déjà parus dans la publication préliminaire, malgré aussi leur caractère trop descriptif qui résulte peut-être des limitations de temps et de texte imposées aux auteurs, mais qu'il y aurait lieu d'assouplir, il apparaît que des préoccupations très apparentées se font jour dans la plupart des pays. Chacun tente de résoudre les questions qui en résultent par des moyens personnels orientés selon ses connaissances et sa compétence personnelles. Il en résulte certes des progrès mais ceux-ci sont nécessairement disparates et lents.

Nous pensons au contraire qu'une évolution vraiment fructueuse dans les domaines de la conception, du dimensionnement et de l'analyse du comportement des ponts et des charpentes pourra seulement résulter d'un travail orienté dont le programme soigneusement mis au point comporterait précisément les questions difficiles que chacun se pose à propos des difficultés rencontrées par tous ou en vue de nouveaux pas à franchir.

Dans notre rapport général paru dans la publication préliminaire, lors de la présentation de ce rapport à la séance du Congrès et dans le présent rapport postérieur au Congrès, nous avons évoqué de nombreux problèmes signalés ou non par les différents rapporteurs: fissuration du béton, adhérence des armatures, armaturage à l'effort tranchant du béton armé à l'aide d'étriers inclinés en acier mi-dur, déformations différées du béton sous l'effet de charges répétées, effets des charges répétées dans les ouvrages en béton armé, méthode de calcul à la rupture pour les ponts, phénomènes d'instabilité dans les âmes des poutres en béton précontraint, armaturage à l'effort tranchant des poutres en béton précontraint, notamment en I, sollicitées simultanément par flexion, etc. ...

Nous rappelons en la confirmant la déclaration que nous nous sommes permis de faire lors de la séance du Congrès, à savoir que la plupart de ces questions difficiles font l'objet des plus sérieuses préoccupations des Associations sœurs que sont l'A.I.P.C., le C.E.B., la F.I.P. et la R.I.L.E.M. Elles pourraient être étudiées progressivement, en commun c'est-à-dire en étroite et confiante collaboration suivant des programmes rigoureusement détaillés, établis par des délégués des Commissions compétentes des différentes associations. Il n'est pas utopique de penser que ces délégations pourraient aboutir à des études expérimentales réalisées et financées en commun par plusieurs pays et portant sur des ouvrages d'art ou sur certains de leurs éléments.

## Generalbericht

### IVa. Fortschritte und Rückschläge in der Konstruktion

Auch die an der Arbeitssitzung des Kongresses vorgelegten Beiträge zeigten den gleichen inhomogenen Charakter wie diejenigen des «Vorberichtes». Die neuen Beiträge bestehen zum großen Teil aus Beschreibungen von Bauwerken, die auf Grund ihrer Abmessungen, der Konzeption eines oder mehrerer Elemente oder des Bauvorganges bemerkenswert sind. Ein Beitrag behandelt die Berechnung von Brücken nach einem auf den Grenzzuständen aufgebauten Verfahren.

Die Narrow-Brücke, ein vorgespanntes Bauwerk in Ostaustralien, wird von BAXTER, BIRKETT und GIFFORD beschrieben; abgesehen von ihren großen Abmessungen zeichnet sie sich durch sehr schlanke Stege aus, die bei einer Höhe von ca. 3,75 m nur 20 cm stark sind. Die Längsträger, die als I-Träger mit veränderlicher Höhe in Abschnitten von 3,04 m inkl. Querträger und Ankerblöcke vorfabriziert wurden, bilden unter Eigengewicht beidseitig auskragende Balken. Über 6 Stützen wurde die Durchlaufwirkung mittels kurzer Vorspannkabel, die die beiden aneinanderliegenden Ankerblöcke bei einem provisorischen Gelenk zusammenpressen, hergestellt.

Die Kabel der Hauptvorspannung sind gezwungenermaßen außerhalb der Stege angeordnet, da diese zu dünn sind und die Vorspannkraft sehr hoch ist (2120 t je Träger). Auf eine gewisse Strecke von den Auflagern aus sind die Stege durch innenliegende Kabel vertikal vorgespannt. Die gleichzeitige Beanspruchung des Stegs durch Biegung und Schub scheint nach den Verfassern ein ziemlich heikles Problem gestellt zu haben. Tatsächlich ist dies eine schwierige Aufgabe; obgleich mehrere Untersuchungen sich damit befaßt haben, ist trotz den gefährlichen Slogans, die den günstigen Einfluß der Vertikalkompo-