

Rapport général

Autor(en): **Louis, H.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **6 (1960)**

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-6984>

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.

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)

a) Progrès et échecs dans la construction

Depuis le Congrès de Lisbonne on peut affirmer que des progrès assez satisfaisants ont été faits aussi bien en ce qui concerne le béton armé que le béton précontraint. Il semble cependant que la progression réside moins dans le développement de techniques entièrement nouvelles que dans l'amélioration de nos connaissances sur les conséquences de l'emploi de matériaux plus résistants et dans le choix de tensions de service plus grandes. Le caractère non homogène des communications présentées pour le thème IV de ce 6e Congrès ne permet cependant pas de dégager nettement les tendances actuelles.

Nous tenterons d'abord de faire une synthèse de ces rapports en les rattachant autant que possible à une tendance.

M. C. FERNANDEZ CASADO décrit quelques applications de la préfabrication à la construction de quatre ponts en béton armé en arc, dont un à tirant.

Il s'agit d'arcs préfabriqués en atelier ou en chantier, en plusieurs tronçons dont la corde après montage est égale ou inférieure à l'ouverture réelle de la voûte, dans ce dernier cas les abouts des travées sont construits en encorbellement sur les supports. Les arcs sont toujours à 3 articulations provisoires ou définitives, leur levage se fait au moyen d'une tour métallique contreventée qui permet l'appui provisoire des arcs en clef.

Les éléments préfabriqués ont parfois leurs dimensions définitives; parfois aussi ils constituent des cintres pour l'obtention de la section réelle auquel cas ils restent incorporés dans l'ouvrage.

La liaison des arcs se fait au moyen de traverses préfabriquées éventuellement précontraintes; dans un cas la dalle de chaussée précontrainte est également préfabriquée. Pour deux ouvrages, des essais sur modèle ont permis d'établir les conditions de stabilité dans toutes les phases du montage.

La technique de préfabrication est en principe intéressante; les avantages en sont connus du moins quand il s'agit d'éléments identiques à construire en grand nombre, tels par exemple des ponts sur une auto-route. Dans les cas particuliers très importants et savamment étudiés par M. C. FERNANDEZ CASADO, on aimerait connaître une appréciation de l'économie réalisée, y compris celle résultant de l'amélioration de la qualité du béton qui entraîne, en effet, une diminution du poids et du coût de la superstructure et de l'infrastructure.

M. le Professeur GIBSCHMANN et M. LITWIN dressent un état actuel de la construction, en U.R.S.S., des ponts d'auto-routes en béton précontraint. Deux tendances s'y font jour: l'une qui consiste à prévoir des ponts types à construire en grand nombre, l'autre qui envisage une solution particulière pour des ouvrages importants, dont la conception est variable d'un cas à l'autre.

Les câbles de précontrainte sont ancrés à leurs extrémités dans un dispositif en acier contenant une enveloppe dans laquelle les fils préalablement courbés sont bétonnés. Les poutres sont en T, en I ou en caisson, généralement leur hauteur vaut le $\frac{1}{20}$ de la portée. Les poutres de la plupart des ponts types sont préfabriquées et mises en place par des engins de levage appropriés, leur poids varie de 52 à 80 tonnes suivant la portée; les poutres sont monolithes ou composées d'éléments réalisés dans des coffrages en acier et reliés par la précontrainte. Tous les ouvrages sont soumis à des épreuves préalablement à leur mise en service et systématiquement contrôlés.

Pour les petits ouvrages, la section transversale est souvent en caisson ouvert à la partie supérieure, la dalle de chaussée est préfabriquée et solidarisée au chantier avec le caisson.

Les grands ouvrages à poutres sont souvent montés en consoles articulées l'une à l'autre au milieu des travées, ou servant d'appuis à des poutres centrales isostatiques; les consoles sont parfois constituées par des claveaux réunis successivement par des câbles de précontrainte à la partie supérieure.

Un type apprécié pour les grandes portées est le pont à tablier supérieur construit en demi arcs s'articulant sur les supports et maintenus par un tirant situé à l'emplacement du tablier. Le tirant sollicité par le poids du demi arc subit une précontrainte supplémentaire après montage des éléments de la dalle de chaussée.

Les auteurs considèrent comme économique la réalisation de poutres continues à partir de poutres isostatiques réunies au droit des appuis par une précontrainte appliquée postérieurement à leur montage. Enfin, ils signalent l'exécution de supports de ponts réalisés au dessus du niveau des plus hautes eaux à partir d'éléments creux préfabriqués reliés par précontrainte et remplis ultérieurement de béton.

M. R. MACCHI propose un nouveau mode d'ancrage des armatures de précontrainte constituées par des fils. Le dispositif appartient au type d'ancrage comportant une tête mobile, en acier approprié, dans laquelle les fils se trouvent ancrés. Plusieurs des ancrages déjà connus impliquent la fabrication dans le fil, par refoulement, d'une sorte de tête de rivet réalisant une discontinuité entre celle-ci et le fil proprement dit.

M. MACCHI a réalisé au contraire un aplatissement du fil suivant deux surfaces courbes symétriques donnant lieu simultanément à une réduction progressive de la dimension du fil dans le plan d'application de l'effort de déformation et à un élargissement progressif de cette dimension suivant un cône, dans le plan perpendiculaire.

La tête mobile comporte un nombre de logements en forme de cône correspondant au nombre de fils du câble de précontrainte.

L'intérêt de cette disposition réside dans la valeur constante de la section transversale du fil; en outre la presse à huile permettant de réaliser cette déformation est peu encombrante et facilement utilisable sur chantier. Il est possible, comme d'ailleurs pour les fils refoulés en tête de rivet, de réaliser du côté de la mise en traction deux têtes d'ancrage écartées d'une distance approximativement égale à l'allongement du fil. L'auteur signale que la plastification à froid suivant son procédé de l'acier des nuances généralement utilisées, y compris celle dite fil à corde de piano, n'entraîne aucune fragilité ou susceptibilité à la fissuration du matériau; des résultats favorables d'essais statiques et de fatigue confirment selon lui la sécurité de ce dispositif d'ancrage.

Il est connu que l'exécution des fils en tête de rivet par refoulement du fil suivant son axe peut, pour certaines catégories d'acier, donner lieu à des fissures longitudinales dues à la naissance de tensions de traction de direction perpendiculaire à celle de l'effort de compression. Ces fissures, si elles restent longitudinales ne semblent pas dangereuses, encore qu'aucune certitude n'existe quant à leur propagation éventuelle en fissures transversales, particulièrement à redouter.

Dans le cas du mode d'écrasement du fil proposé par M. MACCHI, les efforts nécessaires à la plastification sont vraisemblablement moins élevés, mais ils

doivent théoriquement donner lieu à des tensions de traction dirigées suivant l'axe du fil.

Il serait utile d'avoir des informations quant à l'absence certaine de fissures dues à ces tensions, car ces fissures seraient transversales à l'effort sollicitant le fil, en outre une garantie devrait être donnée quant à la protection du fil lors de l'injection des câbles.

Le rapport de M. le Professeur Dr. K. SZECHY est relatif à un problème général susceptible d'application pour tous les ponts à poutres, quel que soit le matériau utilisé: il s'agit de la conception et du mode de calcul des culées d'extrémité en contact avec les terres.

On peut souscrire au mobile qui a animé l'auteur dans ses travaux à savoir que si la superstructure des ouvrages a fait l'objet des meilleurs soins et de nombreuses recherches conduisant à l'économie autant qu'à l'amélioration de l'aspect, par contre l'infrastructure n'a guère subi d'évolution quant à sa conception et quant à son mode de calcul. Les recherches entreprises par M. SZECHY ne sont pas terminées, mais il poursuit trois objectifs:

1. Conception logique des culées en vue d'une meilleure utilisation du matériau et d'écarter toute faiblesse dans les éléments constitutifs.
2. Mise sur pied d'une méthode de calcul approchée tenant compte du caractère monolithique de cette partie des ouvrages.
3. Détermination approchée des effets des terres en tenant compte de la déformabilité de la culée proprement dite rendue monolithe avec les murs en aile.

Pour les ouvrages de faible portée, les culées et la superstructure posée sur appuis, mais dont les joints aux culées sont supprimés, peuvent être considérées comme un portique. Les poutres articulées aux extrémités reprennent l'effort de compression en tête des culées, tandis que celles-ci sont considérées comme encastrées à leur base dans la fondation.

Lorsque la portée augmente (16 à 20 mètres), les effets de variation de température deviennent importants et une autre conception doit être prévue.

Les murs en retour, droits ou obliques, sont ancrés pour éviter tout mouvement d'ensemble dû à la poussée des terres agissant sur la culée; ils constituent ainsi des appuis latéraux pour celle-ci qui est considérée comme une plaque encastrée à sa partie inférieure, appuyée latéralement sur les murs en retour dont elle reçoit des moments dus à l'action des terres sur ces murs et libre sur son bord supérieur. Seule la composante horizontale de l'action des terres est envisagée, tandis que les effets de la compression et de la traction (murs en retour) centrées sont négligés.

L'auteur applique alors la méthode approchée de calcul des dalles de Marcus en égalant les flèches des tranches horizontales et verticales de la culée. Il trace les diagrammes des moments dans toute l'étendue de la plaque. Cette théorie a été confrontée d'une manière satisfaisante avec les résultats

d'une étude tensométrique sur modèles en tôle d'acier, ceux-ci ont aussi permis de déterminer l'action du massif des terres compris entre la culée et les murs en retour, dont les effets sont évidemment différents des effets d'un massif de terre indéfini.

Les conceptions de l'auteur appliquées lors du calcul de plusieurs ouvrages réalisés en Hongrie ont conduit à des économies appréciables dans le coût de l'infrastructure. Outre son intérêt propre, cette recherche se rattache à un principe qui, en général, n'est pas suffisamment appliqué et qui consiste à faire remplir autant que possible, à un élément d'un ouvrage d'art (ici les murs en retour) plusieurs fonctions : participer à sa fonction propre et contribuer à la sollicitation d'ensemble.

Qu'il nous soit permis de signaler ici le principe de construction d'un pont d'auto-route de 20 mètres de portée réalisé en Belgique, au dessus d'une rivière. Ce pont est un portique : le tablier en béton précontraint fait corps avec la culée, laquelle se continue dans le sol par des pieux en béton armé. Le calcul de cet ouvrage a été fait en tenant compte de la butée exercée par les terres au contact de la culée et des pieux jointifs mis en place par lançage. Des hypothèses ont évidemment été faites sur le coefficient de butée, dont la valeur a été déterminée en fonction des déformations de l'ouvrage.

Cette conception sans doute assez originale a permis de réaliser une économie non négligeable pour le tablier tandis que les culées remplissaient non seulement leur rôle traditionnel de retenue des terres mais jouaient surtout un rôle actif dans le fonctionnement du pont.

Depuis le dernier Congrès, les méthodes de calcul du béton armé ont fait l'objet de travaux importants et des progrès réels ont été accomplis dans ce que l'on est convenu d'appeler les méthodes de calcul à la rupture.

Si, à notre connaissance du moins, ces méthodes ne sont pas encore appliquées dans le calcul des ponts, c'est que malgré l'abondance des essais qui ont été faits, ceux-ci n'ont pas été entrepris d'une manière suffisamment cohérente et qu'en outre certains facteurs primordiaux pour les ponts, tels que le temps et les effets des charges répétées n'ont guère fait l'objet d'investigations.

Un fait certain est l'utilisation de tensions de service de plus en plus élevées pour l'acier des armatures prévues en nuances de plus en plus dures. Cette utilisation soulève deux problèmes importants : celui de la fissuration du béton et celui de l'adhérence des armatures au béton.

Les investigations portant sur la fissuration ont été nombreuses, notamment à propos de l'espacement et de l'ouverture des fissures. Il semble que l'application des diverses théories élaborées à ces sujets conduit dans la plupart des cas courants à des approximations équivalentes.

En fait, l'intérêt de ces travaux se trouve surtout dans le fait qu'ils remettent au jour la nécessité bien connue des constructeurs, de se prémunir contre la fissuration et cela d'autant plus que l'emploi d'acier à haute résistance, à tension de service élevée la favorise.

L'adhérence entre l'armature et le béton conditionne en grande partie le mode de fissuration et en ordre principal la transmission des efforts de l'armature au béton.

Son mécanisme et sa grandeur ont aussi été étudiés d'une manière étendue mais les résultats actuels sont contradictoires et il semble même, suivant M. le Professeur RÜSCH, que les divergences résulteraient d'une compréhension différente du phénomène.

L'emploi d'acier à haute résistance laminé sous forme de barres comportant des empreintes nécessite à la fois une adhérence accrue et permet cette augmentation d'une manière variable suivant la forme de l'empreinte.

Nous souhaitons pouvoir confirmer l'influence décisive des aspérités de surface ou plus généralement de l'état de surface des barres sur la résistance au glissement. Des essais récents et non encore publiés, entrepris à l'Université de Liège sur l'adhérence de fils de précontrainte, montrent une différence fondamentale entre le comportement du fil lisse et du fil rouillé. Qu'il s'agisse de pull-out test ou d'essais sur poutres fléchies dans lesquelles l'armature se trouve évidemment dans la région tendue du béton, la rupture d'adhérence pour un fil brut de laminage (l'adhérence étant prise dans son sens le plus global: adhérence propre avant tout glissement + adhérence de frottement + adhérence due à un engrenage éventuel dans le béton) est totale dès le premier glissement ou plutôt dès celui-ci l'effort (traction sur le fil dans le pull-out test ou flexion de la poutre) diminue rapidement. Lorsque le fil est rouillé, au contraire, la charge continue à croître et au moment du glissement généralisé, elle atteint deux à trois fois la charge constatée au moment du premier glissement.

De plus le comportement du fil rouillé est équivalent à celui d'un fil à empreintes, brut de laminage donc non rouillé, couramment utilisé pour les ouvrages dont le maintien de la précontrainte est assuré par l'adhérence des armatures.

Nous avons tenté de définir par un nombre l'état de surface du fil rouillé et nous avons obtenu une relation assez bonne entre ce nombre et la charge de rupture de l'adhérence totale, mais nos expériences sont encore trop peu nombreuses.

Il n'est pas impossible que des recherches systématiques dans cette voie permettraient de valoriser du point de vue de l'adhérence l'état de surface d'un fil, à la condition de pouvoir définir cet état d'une manière objective et sur chantier.

Le problème de la fissuration, conditionné par l'adhérence et résultant de la mise en œuvre d'un acier à haute résistance est donc important en lui-même et parce qu'il éclaire sur les précautions à prendre dans les ouvrages en ce qui concerne leur conservation. Mais confirmant en cela l'avis maintes fois exprimé par Monsieur le Professeur G. WÄSTLUND nous pensons que la déformation des ouvrages présente dans beaucoup de cas plus d'inconvénients que la

fissuration due à la flexion ou à l'effort tranchant. Sous l'effet des charges et du fluage qui en résulte, la déformation peut croître d'une manière bien plus appréciable que la largeur des fissures.

La déformation des ouvrages doit être étudiée parallèlement à la fissuration et à l'adhérence car elle est aussi inséparable des effets de l'utilisation des aciers à haute résistance.

En relation encore avec la mise en œuvre de ces aciers, il est utile de signaler les résultats favorables obtenus par Monsieur le Professeur GRANHOLM lors de l'utilisation d'étriers obliques en acier doux comme armatures de cisaillement. Outre qu'il est difficile et souvent impossible de replier les barres tendues en acier mi dur, la mise en place du béton est sensiblement facilitée par la suppression des barres repliées à 45° . Cette conclusion, si elle s'affirme, mériterait d'être prise en considération d'une manière généralisée.

Les applications du béton précontraint aux ouvrages hyperstatiques sont actuellement très nombreuses.

Ces ouvrages soulèvent maints problèmes dont celui du frottement résultant de la variation de courbure des câbles inhérente à la variation des moments fléchissants. Les frottements doivent être envisagés au moment du projet de manière à réduire et supprimer les causes qui les provoqueront lors de l'exécution et qui résultent du calcul et du tracé des câbles. Il est bien connu à ce sujet que si les pertes par frottement sont sous-estimées il peut en résulter une réduction sérieuse du coefficient de sécurité et que si elles sont surestimées et que de ce fait une augmentation de l'effort de précontrainte est prévue, il peut en résulter une augmentation importante des tensions de traction.

Il y a lieu d'éviter des câbles à double courbure et de prévoir des câbles spéciaux pour reprendre les efforts de traction au droit des appuis.

Dans de nombreux ponts continus on estime souvent qu'il est désirable d'éliminer partiellement du moins les effets du retrait, les déformations provenant d'une précontrainte appliquée à tout l'ouvrage et les réactions hyperstatiques complémentaires résultant de la précontrainte de l'ensemble. On rend alors les poutres isostatiques pendant leur construction par la création de joints et d'articulations provisoires qui seront ensuite bloqués par un remplissage en béton et précontraints afin de rétablir la continuité; ces coupures provisoires sont d'ailleurs indispensables lorsque l'on procède à la préfabrication des poutres.

Les joints doivent se faire autant que possible au voisinage de la section de moment nul sous charges uniformes et non au droit de l'appui.

L'assemblage des tronçons de poutre est fait par des câbles dits de continuité (Guyon); la liaison par des armatures en acier demi-dur à adhérence renforcée est aussi possible mais il faut alors prévoir un bétonnage sur une longueur et une profondeur suffisante pour permettre la liaison des deux tronçons de poutre par adhérence de ces armatures.

Les méthodes de calcul du béton précontraint accusent un développement

sensible en profondeur, notamment en ce qui concerne les sollicitations par compression et par flexion; il serait toutefois utile de mieux connaître la résistance à une sollicitation biaxiale, cette sollicitation étant toujours présente dans les tabliers de ponts soit sous l'effet des précontraintes longitudinale et transversale quand elles existent simultanément, soit sous les effets de la précontrainte longitudinale et des charges.

Les calculs à la rupture ont fait l'objet de travaux importants tenant compte à la fois des conditions d'équilibre statique et des déformations, cependant la résistance à l'effort tranchant reste la moins étudiée, en raison d'ailleurs de sa complexité. Comme pour le béton armé, l'emploi de béton et de fils de résistance mécanique élevée conduit à une réduction sensible des dimensions des ouvrages, ce qui ne manque pas de poser d'importants problèmes, peu abordés jusqu'à ce jour: nous songeons notamment aux phénomènes d'instabilité, comme le déversement des semelles des grandes poutres préfabriquées pendant leur manipulation, le comportement et le raidissage des âmes relativement minces des poutres en caisson.

En ce qui concerne le relèvement de la tension dans les fils il n'est pas sans intérêt de signaler ici l'avis de l'école française récemment exprimé en Belgique par Monsieur F. DUMAS, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées¹⁾:

« En définitive le fait d'utiliser dans toute leur plénitude les possibilités des aciers, en tendant ceux-ci au taux maximum que permettent leur limite de rupture et les conditions de mise en tension, après les avoir écrouis à un taux au moins égal, constitue un élément certain de sécurité pour les constructions. Une réduction des taux de précontrainte est au contraire préjudiciable à cette dernière. »

Il serait souhaitable qu'au moment du congrès soient soulevées notamment les questions posées par la préfabrication des ponts en béton précontraint, par l'utilisation d'armatures de précontrainte en barres de diamètre important, par la réalisation en plusieurs étapes de la précontrainte des ouvrages.

Qu'il me soit permis en terminant de signaler la réalisation de deux ouvrages d'un type nouveau construits par l'Administration Belge des Ponts et Chaussées et dont la conception est due à notre collègue D. VANDEPITTE, Professeur à l'Université de Gand. Il s'agit en fait de ponts suspendus à trois travées auto-ancrés en béton dont la précontrainte est réalisée par le câble porteur.

Dans une poutre continue dont la charge permanente est élevée par rapport à la charge mobile, il est rationnel de donner aux câbles de précontrainte de grandes excentricités même à un point tel qu'ils quittent l'espace délimité par les fibres extrêmes de la poutre.

En plaçant le câble de précontrainte au-dessus de la poutre, sauf aux extrémités et en lui donnant dans chaque travée un tracé parabolique, ce qui

¹⁾ F. DUMAS: La résistance et la sécurité du béton précontraint. Annales des Travaux Publics de Belgique 1959-5.

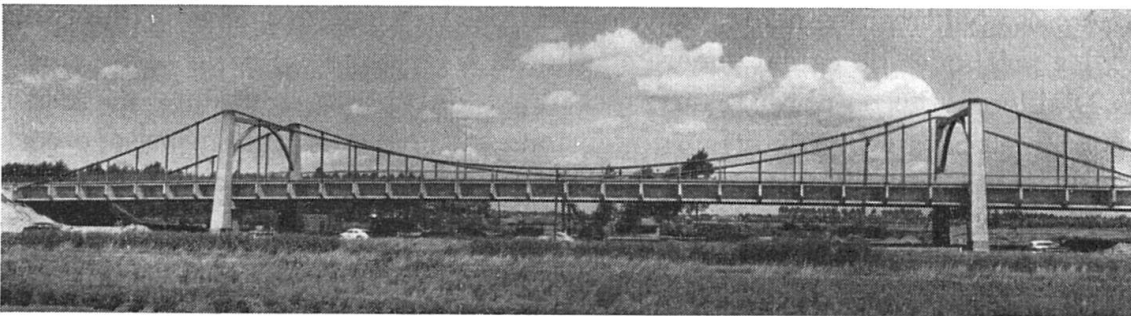
est en général une forme logique, on obtient une poutre en béton suspendue, précontrainte par le câble porteur, qui ressemble beaucoup à la poutre de pont suspendu classique. Ce système présente deux avantages :

1. Il réalise une poutre précontrainte par des câbles ayant de grandes excentricités et celles-ci sont nécessaires quand les portées sont grandes.
2. Contrairement à ce qui se passe dans une poutre classique, la charge mobile induit dans le câble porteur un accroissement non négligeable de l'effort de traction ; cet accroissement agit en outre avec un grand bras de levier par rapport au prisme en béton et il produit ainsi un moment fléchissant qui vient en déduction du moment fléchissant induit directement dans la poutre par la charge mobile.

Ces avantages augmentent quand les portées croissent, il en résulte que ce type de pont convient surtout dans le cas de travées longues, et qu'il peut cesser d'être économique pour des travées courtes.

L'auto-ancrage, qui dans un pont suspendu en acier conduit à un renforcement de la poutre de rigidité soumise à un grand effort de compression, est favorable dans le cas d'une poutre de rigidité en béton dont cet effort assure la précontrainte. Dans ce dernier cas le rapport de la flèche du câble à la portée croît avec celle-ci tandis qu'il varie peu pour un pont métallique.

Cette conception a été appliquée à deux ouvrages construits près de Gand : le premier a des travées de 18 – 56 – 18 mètres ; le second (photo) des travées de 40 – 100 – 40 mètres et une largeur de 18 mètres. Si le premier est à la limite en ce qui concerne l'économie qui est cependant réelle, le second par contre réalise une importante économie.



La précontrainte a été obtenue par le soulèvement au-dessus des piles et au moyen de vérins hydrauliques des portiques qui supportent les câbles installés sans tension initiale et qui sont indépendants du tablier. Celui-ci ne comporte dans son épaisseur aucun câble de précontrainte.

Le béton des deux tabliers fut coulé sur un échafaudage, ce qui était une solution économique, car le canal qu'ils enjambent n'était pas encore creusé au moment de la construction des ponts, mais rien n'empêche un bétonnage graduel en porte-à-faux soutenu par des haubans provisoires.

Des longueurs de 300 à 500 mètres peuvent être franchies économiquement avec de tels ouvrages qui présentent une plus grande rigidité que le pont suspendu en acier.

En terminant ces quelques considérations sur les ponts en béton armé ou précontraint, on peut regretter que les incidents survenus lors de l'exécution de certains ouvrages, ne soient pas révélés. Qu'il s'agisse de faiblesses de la conception, du calcul ou de l'exécution ou encore d'accidents qui se sont produits par exemple lors de l'application de la précontrainte, sous l'effet du gel, par corrosion des armatures, etc., ils sont toujours très riches en enseignements; leur étude est susceptible de conduire à des recherches utiles sinon parfois à de réels progrès. De toute façon leur connaissance serait utile à la communauté des constructeurs de ponts.

b) La sécurité

L'analyse de la sécurité des constructions doit actuellement être considérée au même titre que l'étude même de ces constructions dont elle doit faire partie intégrante. Le sujet est très vaste; il fera tôt ou tard l'objet d'une véritable spécialisation ayant sa part dans les domaines d'activité de l'ingénieur.

La notion de sécurité est parfois comprise dans le sens d'une recherche plus grande de l'économie des ouvrages; c'est là un concept restrictif et même fallacieux car des constructions réputées peu économiques au moment de leur réalisation se sont révélées efficaces sous des sollicitations de service multiples de celles envisagées pour leur calcul. Tout n'est pas à revoir car l'expérience de l'auscultation des ouvrages d'art montre parfois que la sollicitation réelle de certains éléments telles les membrures supérieures comprimées de ponts à maîtresses poutres non contreventées n'est pas très éloignée de celle déterminée par les méthodes de calcul encore classiques à ce jour.

D'ailleurs de nombreux ouvrages d'art datant de plusieurs décades et considérés comme lourds et surdimensionnés ne permettent le passage certes peu fréquent mais régulier de convois exceptionnels que moyennant de grandes précautions ou même des renforcements provisoires.

Il y a lieu encore de ne pas perdre de vue que les matériaux à performances élevées, utilisés près de leur limite, peuvent présenter des dispersions plus grandes que des matériaux de qualité courante; nous songeons en particulier aux aciers demi durs ou durs dont l'emploi se généralise aussi bien dans les constructions métalliques que dans les constructions en béton.

Ces premières considérations ne visent cependant pas à nier la nécessité d'une révision fondamentale du concept actuel du coefficient de sécurité et des tensions admissibles au profit des théories probabilistes de la sécurité qui admettent un risque de ruine à la condition de considérer simultanément la dispersion du critère de sécurité adopté et de la sollicitation considérée comme dangereuse.

La sécurité d'une construction dépend d'un nombre tellement grand de variables aléatoires qui interviennent à tous les stades depuis le calcul jusqu'à la mise en service, que le coefficient de sécurité doit lui-même être considéré ainsi que M. FREUDENTHAL le prévoit comme une autre variable aléatoire.

Ses valeurs se distribuent suivant une loi qui dépend elle-même de la distribution des autres variables que sont l'intensité des surcharges S et le critère de résistance envisagé R .

En supposant connues la loi de distribution des surcharges S qui résulte de l'observation et celle de R obtenue par les résultats d'essais mécaniques, il est possible de déterminer la loi de distribution du coefficient de sécurité et par conséquent pour une valeur de ce dernier égale à 1 la probabilité d'une rupture.

M. FREUDENTHAL introduit le concept « période de récurrence » d'un convoi de charges exceptionnel, exprimée en nombre d'observations faites à partir de la mesure de tensions. L'application d'une charge d'intensité $\geq S$ ne provoquera une rupture que si la condition $S > R$ est remplie ou si le coefficient de sécurité est inférieur à 1.

Les conceptions de M. FREUDENTHAL me paraissent rejoindre celles exprimées à maintes reprises et avec tant d'autorité par MM. R. LEVI et M. PROT.

La notion du risque de ruine d'une construction, caractérisé par la probabilité que survienne un concours de circonstances qui cause cette ruine, est beaucoup moins arbitraire que celle du coefficient de sécurité.

Cette notion a été envisagée récemment en Belgique pour établir de nouvelles tensions admissibles pour les constructions métalliques à partir des résultats d'une importante étude statistique sur la limite élastique inférieure des aciers.

La ruine de l'ouvrage surviendra quand, dans une section, la tension réelle R atteindra ou dépassera la limite élastique Re , soit quand la condition $Re - R \leq 0$ sera remplie Re et R étant deux variables aléatoires indépendantes.

Si σ est l'écart type et si Re et R sont distribuées suivant la loi normale, \bar{Re} et \bar{R} étant les valeurs moyennes on obtient $\bar{Re} - \bar{R} = t \sqrt{\sigma_{Re}^2 + \sigma_R^2}$.

On admet avec M. R. LEVI que $\sigma_R = 0,125 \bar{R}$.

Re et σ_{Re} sont déterminés par l'étude statistique de la limite élastique.

On constate évidemment que pour un acier déterminé, la probabilité de ruine caractérisée par t , augmente quand \bar{R} , c'est-à-dire la tension admissible augmente. Mais cette augmentation n'a aucun rapport avec la diminution *proportionnelle* qui affecte le coefficient de sécurité traditionnel $s = \frac{\bar{Re}}{\bar{R}}$.

On voit à nouveau que rien ne sert de mettre en œuvre des aciers dont \bar{Re} est élevé si la dispersion de la limite élastique σ_{Re} augmente.

Des études de ce genre sont possibles, comme M. R. LEVI l'a montré, pour la construction en béton armé et en béton précontraint, mais elles supposent l'exécution d'essais statistiques à entreprendre suivant des programmes très

soigneusement élaborés; ces essais sont en effet indispensables pour compléter et préciser les méthodes probabilistes et leur permettre d'être prises en considération d'une manière pratique et généralisée.

Ceci rejoint d'ailleurs les considérations faites par MM. K. WAITZMANN et Z. ŠPETLA dans leur mémoire. Ils ont procédé sur 22 ouvrages à des essais non destructifs permettant la détermination de la qualité du béton suivant une méthode mise au point par eux en Tchécoslovaquie. Se basant sur les résultats de leur étude statistique, ils donnent d'une part le détail de l'estimation de la combinaison la plus défavorable des sollicitations d'une section d'un ouvrage et d'autre part en se basant sur les théories à la rupture du béton ils parviennent à estimer la résistance minimum de cette section.

De leurs calculs faits pour la compression et la flexion simple, les auteurs en déduisent la valeur du coefficient de sécurité réel.

Le travail de MM. WAITZMANN et ŠPETLA est particulièrement intéressant en raison du fait qu'il est basé sur les caractéristiques réelles de nombreux ouvrages.

La communication de M. H. C. ERNTROY est toute entière consacrée à une étude statistique de la résistance du béton obtenue à partir de cubes réalisés sur 300 chantiers.

Le but initial de l'étude était d'établir une relation entre la résistance minimum du béton sur cubes et la résistance moyenne. En raison de la diversité des chantiers, neuf types de contrôle ont été retenus suivant la manière dont les quantités de ciment et d'agrégats sont déterminées.

En supposant une distribution normale des résultats, la valeur minimum a été fixée conventionnellement égale à la valeur moyenne $-1,75$ écart type.

L'auteur a ensuite établi une relation entre la valeur moyenne et l'écart type; il apparaît, quel que soit le type de contrôle que le rapport est d'abord linéaire et qu'il est ensuite constant, l'âge du béton ne semble pas avoir d'effet appréciable à ce sujet.

Après avoir constaté une relation presque linéaire entre le rapport $\frac{e}{c}$ et la valeur moyenne de la résistance, M. ERNTROY envisage les effets de plusieurs variables (vitesse de durcissement, erreurs dues aux essais, etc.). Il montre que les rapports $\frac{e}{c}$ nécessaires pour obtenir la valeur moyenne observée et la valeur minimum estimée sont proportionnels l'un à l'autre, le coefficient de proportion dépend du type de contrôle des quantités de matériaux intervenant dans le dosage et surtout de la qualité du contrôle.

Cette recherche expérimentale est plutôt liée à la qualité du béton et à sa détermination concrète à partir d'une composition appropriée, qu'à la sécurité des constructions. Elle s'y rattache cependant si l'on se rappelle que la sécurité ne peut être envisagée dans son sens large que par une connaissance statistique approfondie des caractéristiques réelles des matériaux mis en œuvre.

Le mémoire de M. le Dr A. RÖSLI traite des effets dynamiques déterminés

sur 20 ponts en béton précontraint; il est ainsi en rapport étroit avec le thème considéré. En effet, la valeur de la contrainte, variable aléatoire, qui intervient dans la détermination de la probabilité de ruine, doit être celle qui se produit effectivement et qui est entachée d'un facteur de majoration due aux effets dynamiques. Le calcul tient compte de ce fait en donnant à ce facteur une valeur souvent conventionnelle en raison de l'absence d'investigations expérimentales suffisantes.

La question, qui n'a d'ailleurs jamais cessé de préoccuper les constructeurs, semble revenir à l'ordre du jour car l'O.R.E. (Office de Recherches expérimentales de l'Union Internationale des Chemins de fer) procède actuellement, avec le concours de plusieurs pays, à l'auscultation approfondie des effets dynamiques de divers types de pont de chemin de fer en acier.

Le rapporteur a fait un travail considérable en déterminant pour les ouvrages expérimentés la fréquence propre de vibration, le coefficient d'amortissement donné par le décrement logarithmique, les coefficients de chocs ainsi que la variation croissante de ces derniers et de l'amortissement en fonction de la fréquence propre. Les majorations relevées dues aux effets dynamiques sont parfois considérables, notamment en cas de circulation sur des ponts recouverts de neige. Les résultats obtenus attirent l'attention au moment où l'on recherche à tout prix l'allégement des ouvrages; cet allégement n'est possible que par la connaissance exacte des phénomènes et de leurs conséquences. Si l'on a foi dans les théories probabilistes, l'application de celles-ci n'est possible que sur la base d'une distribution connue des variables en jeu.

Aussi bien en ce qui concerne les matériaux intervenant dans la construction des ponts que les ouvrages eux-mêmes, il est indispensable de réaliser aussi vite que possible et à l'échelon international des recherches expérimentales bien programmées, ordonnées et coordonnées de caractère statistique portant sur les caractéristiques *réelles* des matériaux mis en œuvre et sur le comportement statique et dynamique des ponts, celui-ci comprenant le relevé des déformations d'ensemble et des tensions.

Generalbericht

a) Fortschritte und Rückschläge in der Konstruktion

Man kann behaupten, daß seit dem Kongreß in Lissabon befriedigende Fortschritte, sowohl im Eisenbeton wie auch im vorgespannten Beton, gemacht wurden.

Der Fortschritt scheint aber weniger in der Entwicklung ganz neuer Bauethoden als in der Verbesserung unserer Kenntnisse über die Folgen der Verwendung von widerstandsfähigeren Baustoffen und der Wahl von höheren Betriebsspannungen zu liegen.