

Béton armé ou béton précontraint: choix des matériaux

Autor(en): **Sarrasin, A.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **85 (1959)**

Heft 13

PDF erstellt am: **01.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-64122>

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.

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

paraissant tous les 15 jours

ORGANE OFFICIEL

de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (S.V.I.A.)
de la Section genevoise de la S.I.A.
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique
de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'E.P.F. (Ecole
polytechnique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE

Président: J. Calame, ing. à Genève
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève
Membres:
Fribourg: H. Gicot, ing. ; M. Waeber, arch.
Genève: G. Bovet, ing. ; Cl. Grosgrin, arch. ; E. Martin, arch.
Neuchâtel: J. Béguin, arch. ; R. Guye, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing. ; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Chevalley, ing. ; A. Gardel, ing.
M. Renaud, ing. ; Ch. Thévenaz, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION

de la Société anonyme du « Bulletin technique »
Président: A. Stucky, ing.
Membres: M. Bridel ; R. Neeser, ing. ; P. Waltenspühl, arch.
Adresse: Ch. de Roseneck 6, Lausanne

RÉDACTION

D. Bonnard, ing.
Rédaction et Editions de la S. A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Adresse: Case Chauderon 475, Lausanne

ABONNEMENTS

1 an	Suisse	Fr. 26.—	Etranger.	Fr. 30.—
Sociétaires	»	» 22.—	»	» 27.—
Prix du numéro	»	» 1.60		

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »,
N° II 57 75, Lausanne.
Adresser toutes communications concernant abonnement, changements
d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 29
Lausanne

ANNONCES

Tarif des annonces:
1/1 page Fr. 275.—
1/2 » » 140.—
1/4 » » 70.—
1/8 » » 35.—

Adresse: Annonces Suisses S. A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. Lausanne et succursales



Béton armé ou béton précontraint : choix du matériau, par A. Sarrasin, ingénieur, à Lausanne.

L'actualité aéronautique (XVI).

Divers. — Bibliographie. — Carnet des concours.

Documentation générale. — Documentation du bâtiment. — Informations diverses.

BÉTON ARMÉ OU BÉTON PRÉCONTRAINT : CHOIX DU MATÉRIAU

par A. SARRASIN, ingénieur, à Sion, Lausanne et Bruxelles.¹

Le béton armé est le matériau le plus employé de notre temps. Il offre des avantages précieux. Il prend toutes les formes que le constructeur veut lui imposer. Son coût est modéré par rapport aux autres systèmes de construction, son entretien nul, si l'ouvrage a été bien conçu et bien exécuté.

Ses applications sont innombrables. On ne construit plus de maisons d'habitation sans faire quelque partie en béton armé. Il est le matériau par excellence des barrages, des silos, des réservoirs et aussi, dans le plus grand nombre de cas, des ponts. C'est pour ces derniers ouvrages qu'on utilisera souvent la précontrainte.

On ne peut pas réaliser en béton n'importe quel pont. Des portées de 2000 m, par exemple, sont du domaine des ponts suspendus. Mais, lorsqu'on a une flèche suffisante, on peut édifier de très grandes voûtes. Dans une conférence faite à Lausanne en 1938, j'ai présenté un projet de voûte en béton armé de 1200 m de portée. Le cintre était onéreux, mais toutes les autres parties de l'ouvrage relativement peu coûteuses. Le devis fait alors atteignait 2000 fr. par m² environ. On va donc très loin avec des voûtes en béton armé.

Lorsqu'on ne peut pas faire de voûte, parce qu'on n'a pas de hauteur, ou parce que les réactions doivent être verticales, on est obligé de faire des poutres. La portée de poutres en béton armé est assez limitée ; celle des poutres précontraintes peut, par contre, être grande. L'évolution de la construction en Suisse l'illustre. En 1925, la plus longue portée d'une poutre en béton armé était 38,60 m ; c'est la longueur de la travée centrale du pont sur le Rhône à Brançon. En 1932, on a atteint 45 m, avec le pont sur le Rhône à Dorénaz, et, en 1949, 52 m avec le pont sur le Rhône à Aproz. Depuis trente-trois ans, l'augmentation a donc été assez faible et paraît stoppée. Mais, en 1957, on a construit en béton précontraint une portée de 116 m : c'est la travée centrale du pont sur le Rhône à Saint-Maurice. Cette longueur est loin d'être une limite. Elle peut

¹ Conférence présentée aux journées d'études sur les problèmes actuels du béton précontraint, organisées à Neuchâtel, les 23, 24 et 25 avril 1959, par la S.I.A. (Société suisse des ingénieurs et des architectes et son Groupe professionnel des ingénieurs des ponts et charpentiers GPPC), en commun avec l'A.S.E.M. (Association suisse pour l'essai des matériaux) et la V.S.S. (Union suisse des professionnels de la route).

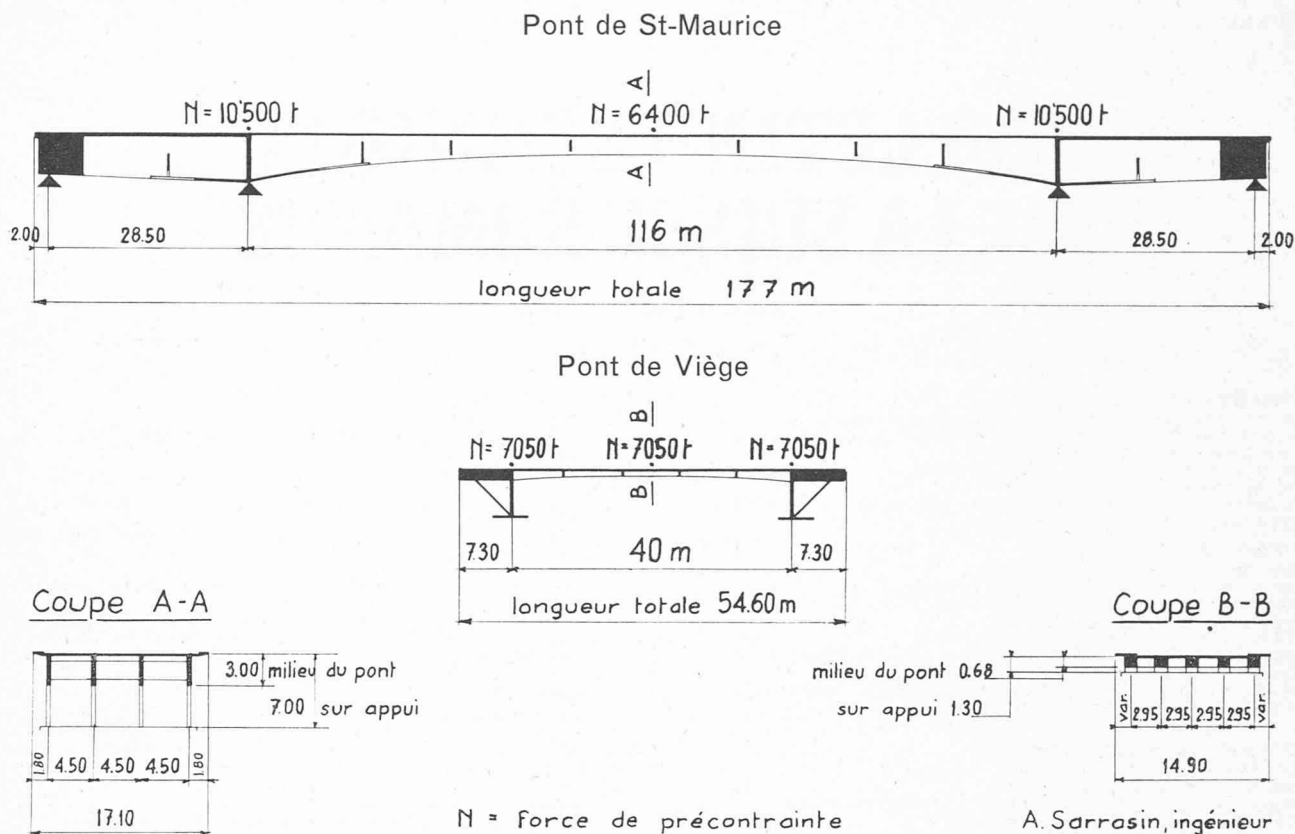


Fig. 2.

facilement être dépassée, si le besoin s'en fait sentir, si le site exige une plus grande portée. En 1938, j'avais présenté le croquis d'une poutre précontrainte de 250 m de portée, avec articulations dans la travée, il est vrai.

Cette différence entre les possibilités du béton armé ordinaire et du béton précontraint provient de diverses causes, principalement de deux inconvénients que présente le béton armé ordinaire : son poids mort élevé et son manque de ductilité. Ces deux facteurs limitent les portées. En effet, lorsque les portées deviennent grandes, il faut toujours plus de section pour résister au moment fléchissant. Or, l'augmentation de section a pour corrélatif une augmentation du poids, donc des moments fléchissants. Cela forme un cercle vicieux. Le manque de ductilité, lui, ne permet pas d'utiliser pleinement les possibilités qu'offre la résistance du béton à la compression. On sait qu'une section de béton sans armature se rompt dès que son allongement atteint 0,1 ‰, une section de béton armé avec des barres fortement écartées se fissure pour le même allongement, mais une section armée de barres bien réparties dans toute la surface tendue supporte sans fissuration apparente des allongements bien plus grands, à condition que l'adhérence des barres au béton soit continue et bonne. Pour éviter la fissuration apparente, il faut maintenir les allongements des poutres de ponts dans une limite raisonnable ; plusieurs précautions s'imposent donc.

Tout d'abord, dans une pièce fléchie, il faut limiter la contrainte fictive d'extension du stade I (section homogène sans fissure) à 70 kg/cm² et armer toute la zone de béton tendu. Si on ne le fait pas, dès que l'allongement dépasse 0,1 ‰, une fissure visible

s'amorce dans la partie sans armature et elle se prolonge sur toute la hauteur de la zone tendue.

En outre, parce que la compression joue un rôle important dans la déformation et parce que le fluage est toujours un multiple du raccourcissement élastique, il ne faut pas imposer au béton des contraintes de compression trop élevées. Vous savez tous que de nombreux ouvrages intacts peu après le décentrement se sont fissurés au bout d'un certain nombre de mois ou d'années. On ne devrait donc guère dépasser, pour un béton normal, une contrainte de compression de 80 kg/cm², environ.

Pour réaliser ces conditions, lorsque la portée est grande, la meilleure section transversale est la section à caissons, qui permet d'augmenter la hauteur utile en logeant dans la dalle tendue la plus grande partie des armatures nécessaires.

Mais la section en caissons renchérit fortement un ouvrage. Elle exige un coffrage onéreux, son poids mort

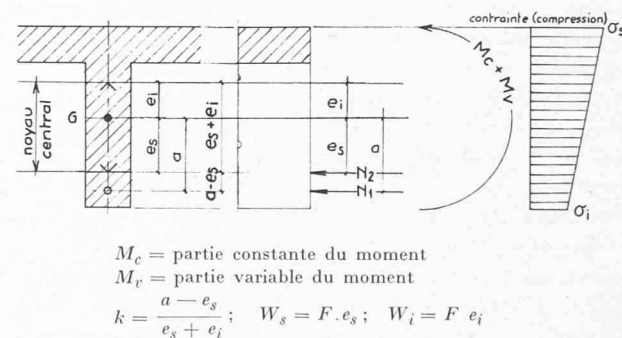


Fig. 1. — Calcul d'une section précontrainte.

est grand. C'est pourquoi lorsque les portées de l'ouvrage atteignent l'ordre de grandeur de celles d'Aproz, il est judicieux de précontraindre le béton. A qualité égale, le béton précontraint coûte alors moins cher.

Car les deux causes qui limitent fortement la portée des ouvrages en béton ordinaire ne sont pas des obstacles insurmontables pour le béton précontraint. Le manque de ductilité, lui, ne joue aucun rôle, puisqu'en général on n'a aucune contrainte d'extension. Quant au poids mort, il reste dans des limites raisonnables — il est beaucoup plus faible que celui d'un même ouvrage en béton armé — et il ne joue pas le même rôle que dans un pont en béton armé ordinaire.

Tout d'abord, on utilise, lorsqu'on précontraint, un béton spécial qui permet des compressions très élevées. Le danger de fissuration n'existant pas, la seule raison de limiter les compressions est de garder une sécurité suffisante à la rupture. Des contraintes élevées signifient une section réduite, donc un poids mort réduit.

Et lorsqu'on précontraint, ce poids mort réduit ne joue pas un rôle aussi néfaste qu'avant. Pour autant qu'un certain rapport, entre le moment dû au poids mort et le moment dû aux surcharges ne soit pas dépassé, le poids mort ne coûte rien. Ce qu'il importe de savoir, c'est que ce rapport varie à peu près du simple au quadruple, suivant la forme de la section. Donc, dans certains cas, avec une forme favorable, on pourra prendre sans frais tout le moment dû au poids mort, tandis qu'on en pourrait prendre seulement un quart si la forme était défavorable. Il vaut donc la peine d'étudier de près ce phénomène.

Admettons qu'une section donnée supporte constamment un moment fléchissant M_c auquel peut s'ajouter un moment fléchissant variable dont le maximum est M_v . Pour fixer les idées, on admet que ces deux moments sont positifs. Ils créent donc une extension à l'arête inférieure de la section.

La section adoptée a des caractéristiques données sur la figure 1: a est l'excentricité maximum, par rapport au centre de gravité qu'on peut donner à la force de précontrainte.

e_s et e_i sont les distances entre le centre de gravité et les deux bords du noyau central

$$e_s = \frac{W_s}{F} \quad \text{et} \quad e_i = \frac{W_i}{F}$$

où W_s est le moment de résistance de la section par rapport à l'arête supérieure, W_i le moment de résistance de la section par rapport à l'arête inférieure et F la section du béton. Le rapport k , dont je viens de parler, est donné par la relation

$$k = \frac{a - e_s}{e_s + e_i}.$$

C'est le rapport entre deux distances; le numérateur est la distance qui sépare le bord inférieur du noyau central du point d'application de la précontrainte et le dénominateur est la hauteur du noyau central. Tant que le rapport entre le moment fléchissant constant et le moment fléchissant dû aux surcharges ne dépasse pas k , le poids mort ne coûte rien.

Soit en effet le cas :

$$\frac{M_c}{M_v} \leq k.$$

Nous posons la condition que, quelle que soit la charge, il n'y ait d'extension, ni à l'arête supérieure, ni à l'arête inférieure. Dans le cas le plus défavorable, les contraintes aux arêtes inférieure et supérieure seront donc nulles. Pour calculer la précontrainte qui réalise ces conditions, je divise le moment variable M_v en deux parties M_{v1} et M_{v2} telles que

$$\frac{M_c}{M_{v1}} = k.$$

La force N de précontrainte nécessaire se divise aussi en deux valeurs N_1 et N_2 . Le point d'application de N_1 se trouvera à la distance a du centre de gravité, c'est-à-dire à la plus grande distance possible dans cette section. La valeur de N_1 sera

$$N_1 = \frac{M_{v1}}{e_s + e_i}.$$

Quant à la force de précontrainte N_2 , elle sera appliquée au bord inférieur du noyau central, à une distance e_s du centre de la section.

Elle sera égale à

$$N_2 = \frac{M_{v2}}{e_s + e_i}.$$

La précontrainte totale N a donc la valeur

$$N = \frac{M_v}{e_s + e_i}.$$

Son point d'application se trouve à une distance du centre de gravité, dépendant des valeurs relatives de N_1 et N_2 , plus petite ou au maximum égale à a .

Avec cette précontrainte, les contraintes limites aux arêtes sont :

$$\sigma_s = 0.$$

$$\sigma_s = \frac{M_v}{W_s}.$$

$$\sigma_i = 0.$$

$$\sigma_i = \frac{M_v}{W_i}.$$

Donc, lorsque $\frac{M_c}{M_v} \leq k$, ni la précontrainte, ni les contraintes aux arêtes ne dépendent du poids mort. Le poids mort, dans ce cas, n'est pas un obstacle.

Il reste à examiner maintenant le cas le plus fréquent lorsque les portées sont grandes, celui dans lequel le rapport entre le moment constant et le moment dû aux surcharges est plus grand que k :

$$\frac{M_c}{M_v} > k.$$

Dans ce cas, la précontrainte agira à la distance a du centre de gravité, elle sera

$$N = \frac{M_c + M_v}{a + e_i}.$$

Ici, le dénominateur n'est plus $e_s + e_i$ mais $a + e_i$. Cette augmentation de la valeur du dénominateur, résultant de la différence entre a et e_s , représente l'absorption sans coût de la partie du moment constant égale à $k M_v$. Mais, toute la partie de ce moment qui dépasse $k M_v$ n'est plus absorbée sans frais. Elle exige une précontrainte spéciale et augmente les compressions à l'arête supérieure. Les valeurs limites aux arêtes seront en effet :

$$\begin{aligned}\sigma_{s \min} &= \frac{M_c - k M_v}{k(a + e_i)} \quad \frac{(a - e_s)}{W_s} \\ \sigma_{s \max} &= \frac{M_c + M_v}{(a + e_i)} \quad \frac{e_s + e_i}{W_s} \\ \sigma_{i \max} &= \frac{M_v}{W_i} \\ \sigma_{i \min} &= 0.\end{aligned}$$

Parce que la partie du moment constant qui ne dépasse pas $k M_v$ est absorbée sans dépense, il est intéressant d'avoir pour k la plus grande valeur possible. Or, nous l'avons dit, k varie énormément avec la forme de la section. En voici un exemple.

Soit la section au milieu de la travée centrale d'un pont. Les moments sont positifs. Tout d'abord, nous choisissons une forme en T constituée par la dalle de la chaussée et une nervure verticale ; la poutre a 2,40 m de hauteur, 24 cm de largeur avec, de chaque côté, une dalle de compression de 18 cm d'épaisseur et de 1,25 m de largeur. Dans une deuxième forme d'exécution, nous prenons une section en double T, obtenue en ajoutant au bord inférieur de la section précédente une dalle semblable à celle que nous avons à la partie supérieure. Dans le premier cas, $k = \sim 2/3$, on peut absorber sans frais un moment constant atteignant les deux tiers des moments dus aux surcharges. Dans le second cas, ce n'est que le 18 % du même moment qui est pris gratuitement. Sous ce rapport donc, on voit qu'au milieu d'une travée, une section en T simple est plus avantageuse qu'une section avec dalle inférieure, en double T ou en caisson. Mais il n'importe pas seulement d'avoir une grande distance entre le bord inférieur du noyau central et le point d'application de la précontrainte ; il faut aussi, pour réaliser la plus grande économie, rendre maximum la hauteur du noyau central (pour réduire au minimum la précontrainte) et réduire au minimum le poids mort, ce qui est encore le plus important.

Car, en chiffres ronds, la précontrainte représente 10 % du coût d'un pont. Une économie de 10 % sur la précontrainte par augmentation de la hauteur du noyau central ne représente donc que 1 % d'économie sur le pont. Si l'on chiffre ce que coûte une dalle inférieure dans la partie centrale de l'ouvrage — si l'on tient donc compte de l'augmentation du moment par majoration du poids mort et du coût de la dalle elle-même — on peut dire que la forme en T simple est la meilleure dans le milieu de la travée, tandis qu'aux appuis d'une poutre continue où, par la force des choses, nous avons une dalle supérieure, il sera avantageux de prévoir une dalle de compression. Près des appuis, en effet, l'augmentation du poids mort joue un rôle pratiquement négligeable.

Mais, si l'on utilise au milieu de la travée une section en T, une constatation s'impose. Il nous faut des unités de câbles de grande force pour réduire leurs encombrements. Cela permet d'avoir des nervures relativement minces qu'on bétonne bien. On peut ainsi réduire le poids mort.

En conclusion, il faut rendre k le plus grand possible en rendant son numérateur le plus grand possible, sans trop diminuer son dénominateur, puisque de ce dénominateur dépend l'importance de la précontrainte.

Passons maintenant à l'influence de la forme de l'ouvrage sur la construction. La forme de l'ouvrage est loin d'être indifférente. La mode actuelle veut que la hauteur des poutres continues soit constante. C'est, je crois, une erreur lorsqu'on a de grandes portées. Si la portée est très grande, cela devient même une faute dans l'art de construire. Un ingénieur doit choisir la solution la plus rationnelle. La mode passe. Une vérité statique reste et elle sera toujours belle.

Il y a plusieurs raisons pour choisir une hauteur variable lorsque les portées sont grandes.

La première de ces raisons, c'est qu'avec une poutre de hauteur variable, on concentre le poids mort près des appuis. Cela réduit tous les moments fléchissants le long de la poutre.

La deuxième, c'est qu'avec une variation du moment d'inertie, dans la travée, ces moments réduits se répartissent le plus favorablement possible. Le moment positif au milieu de la poutre devient plus petit que le moment d'une poutre à inertie constante et le moment sur les appuis plus grand. Ce dernier point n'est pas un inconvénient, puisque la hauteur aux appuis peut être très grande et qu'on réalise facilement sur les appuis un supplément de précontrainte en logeant des câbles complémentaires dans la dalle du tablier. Ces câbles ne sont pas gênants pour le bétonnage, ont l'excentricité maximum et ils n'obligent pas à augmenter l'épaisseur des poutres pour les loger. Ils n'entraînent donc pas le supplément de poids mort qu'aurait probablement exigé une augmentation des câbles au milieu. Il est par contre très intéressant de réduire à nouveau la section, donc le poids, dans la partie centrale de la poutre. Et ce ne sont pas seulement les moments fléchissants dus au poids mort qui diminuent au milieu, mais encore, ce qui est plus important peut-être, les moments dus aux surcharges.

Voici une troisième raison. En adoptant une hauteur beaucoup plus faible au milieu qu'aux appuis, on réduit sensiblement les pertes dans les câbles. On peut, par exemple, améliorer facilement de 5 % le rendement des câbles, en passant pour la hauteur au milieu, de $1/20 l$ à $1/40 l$.

Il y a enfin une quatrième raison. La seule manière rationnelle de couvrir près des appuis les moments dus aux charges par les moments dus à la précontrainte, est de faire varier la hauteur des poutres. En effet, les courbes qui limitent les moments fléchissants dus au poids mort et à la surcharge ont un point de rebroussement sur les appuis. Leur pointe est très accentuée. Les moments négatifs diminuent donc avec une grande rapidité lorsqu'on s'éloigne de l'appui théorique. Pour couvrir cette surface des moments fléchissants par une surface analogue des moments dus à la précontrainte, il faut ou bien faire varier à peu près paraboliquement

la hauteur de la poutre près des appuis, ou bien arrêter un grand nombre de câbles près des appuis. La première méthode est très simple, la deuxième méthode est anormale et difficilement réalisable, car avec une hauteur constante, on a besoin d'autant de câbles au milieu qu'aux appuis.

Parce qu'on n'a pas réalisé des formes semblables pour les surfaces des moments fléchissants et les surfaces des moments dus à la précontrainte, plusieurs ponts continus sont fissurés près des appuis.

Je voudrais maintenant exprimer un avis. Je pense que les normes suisses n'imposent pas une sécurité suffisante à la fissuration. Lorsqu'on ne tient pas compte des chutes de température sur la hauteur de la poutre, on devrait avoir une compression restante aux arêtes supérieure et inférieure de l'ordre de 10 à 15 kg/cm². Car c'est une utopie de compter sur la résistance à la traction du béton. Trop de causes de fissurations existent, par exemple le retrait du béton et la déformation de l'échafaudage pendant le bétonnage, alors que la prise du béton a déjà commencé. Si, exceptionnellement, dans une région où les efforts ne sont pas des maxima, on doit utiliser jusqu'à leur extrême limite les possibilités que donnent les normes actuelles, il faut disposer, dans toute la zone tendue, des armatures de faible diamètre avec forte adhérence, bien réparties, qui empêcheront la fissure de se manifester trop ostensiblement. Mais on a parlé de l'influence néfaste du fluage du béton, qui provoque une contraction des armatures. Lors de la naissance d'une fissure, ces armatures se détendraient et aggraveraient cette fissure.

Je suis sûr qu'une armature raisonnable ne peut pas être nuisible.

Envisageons tout d'abord le cas dont je viens de parler, où une armature locale est nécessaire. On devra la placer en général au voisinage des appuis d'une poutre continue de hauteur constante, près de l'arête inférieure de cette poutre. C'est typiquement la région où des ponts précontraints se fissurent. Mais, dans ce cas, les fibres sont tendues par la charge permanente (poids mort + précontrainte) et non pas comprimées. Elles seront comprimées par la surcharge seulement. Avec un béton habituellement tendu, il n'y a pas de fluage à craindre.

Mais passons au cas général. Dans un ouvrage précontraint entièrement comprimé, on disposera toujours une petite armature dans le béton, ne serait-ce que pour éviter des désagréments avant la mise en précontrainte. Si l'ouvrage reste toujours comprimé partout, cette armature ne peut pas nuire. Si, pour une raison quelconque, il se produisait des tractions et une fissure, on peut chiffrer les conséquences de la détente des armatures. Avec une armature judicieuse de faible diamètre et de bonne adhérence, une ouverture de fissure microscopique, inférieure à $\frac{1}{20}$ mm, invisible à l'œil nu, suffit à détendre l'armature au droit de la fissure. Et l'armature intervient alors immédiatement pour limiter les dégâts et éviter la fissure béante.

Cette constatation, on la fait tous les jours. Car le fluage n'est pas un phénomène réservé au béton précontraint ; il existe aussi dans le béton armé. Le processus de contraction et de détente des armatures s'y produit chaque fois que, dans une construction, des surcharges accidentelles viennent créer des extensions dans des

régions normalement comprimées par les charges permanentes.

Donc, une armature raisonnable que l'on met dans une construction précontrainte ne peut avoir qu'une action bienfaisante. Dans certains cas, elle constitue le seul moyen d'augmenter la sécurité sans gaspiller de l'argent.

Pour illustrer l'importance d'une forte variation du moment d'inertie, voici maintenant les résultats obtenus dans deux ouvrages, où les rapports des portées sont assez semblables pour que l'on puisse en tirer une comparaison valable (fig. 2). A Saint-Maurice, la portée de la poutre centrale atteint 116 m pour une largeur de pont de 18,10 m ; on a un ouvrage avec très forte variation du moment d'inertie. La hauteur au milieu

de la poutre est le $\frac{1}{39}$ de la portée et la hauteur aux appuis le $\frac{1}{17}$ de la portée. (Si l'on avait fait avec le béton employé une poutre de hauteur constante, on aurait eu une hauteur moyenne de $\frac{1}{27}$ de la portée.)

La précontrainte initiale nécessaire au milieu a atteint 6400 tonnes, la précontrainte aux appuis 10 500 tonnes. (La précontrainte de 6400 tonnes nécessaire au milieu a été obtenue avec moins de câbles que si cette même précontrainte avait dû s'exercer dans une poutre de hauteur constante, puisque les pertes dues aux angles sont très réduites.)

Au pont sur la Viège, à Viège, nous avons une portée centrale de 40 m, une longueur de 14,90 m, une hauteur au milieu très réduite, $\frac{1}{59}$ de la portée seulement, une

hauteur aux appuis un peu plus forte $\frac{1}{31}$ de la portée, ce qui représente une hauteur moyenne de $\frac{1}{45}$ de la portée. Ici, la variation du moment d'inertie était sensiblement plus faible qu'à Saint-Maurice. Mais nous n'étions pas libres, les hauteurs étaient imposées. Elles étaient fixées par la nécessité de laisser un tirant d'eau suffisant pour la Viège et l'obligation de ne pas changer le niveau de la route au droit du passage à niveau de la ligne Viège-Zermatt qui jouxte le pont. Nous avons au milieu une précontrainte de 7050 tonnes qui reste la même sur les appuis. C'est une précontrainte bien moins favorable qu'à Saint-Maurice, compte tenu des différences de hauteur, de portée et de largeur.

En général, on construit les grands ouvrages précontraints entièrement sur place. Pour des ouvrages de moindre portée ou pour des ouvrages particuliers, on peut envisager une préfabrication totale ou partielle. Dans le cas de préfabrication totale, on juxtapose des éléments terminés et on les relie par une précontrainte transversale. Pour réaliser toute la largeur d'un pont, on a besoin d'un grand nombre d'éléments, en général en forme de T. La liaison transversale doit alors assurer, d'une part, la répartition d'une charge isolée sur plusieurs éléments porteurs préfabriqués, d'autre part la résistance à la flexion des joints de la dalle de la chaussée. La réalisation de cette dernière liaison est coûteuse. En effet, le joint de la dalle supportera, suivant la position des charges isolées, des moments de sens alternés. La précontrainte dans cette région sera à peu près centrée, donc importante, et onéreuse, non seulement

à cause de son importance, mais encore à cause des nombreux ancrages qu'elle exige, puisqu'on la réalise par des câbles très courts.

Une autre solution, souvent meilleure, est celle qui consiste à préfabriquer une partie du système porteur, à la mettre en place sur les piles et à compléter l'ouvrage en coulant sur place la dalle du tablier. On supprime ainsi les échafaudages, on a moins de poids à lever que dans le premier cas. La variation de charge imposera une mise en précontrainte spécialement étudiée avec probablement l'emploi de précontrainte provisoire, ce qui en général est aussi nécessaire pour les ponts entièrement préfabriqués.

Une application très intéressante de la précontrainte est le renforcement d'ouvrages existants, de quelque nature qu'ils soient. Vous pouvez, par exemple, élargir des bases de fondation par simple juxtaposition, sans devoir faire de reprises en sous-œuvre, renforcer des

poutres de bâtiment, des ponts, etc. A très peu de frais, j'ai pu permettre le passage de convois de 45 tonnes sur des poutres simples calculées pour le passage d'un camion de 8 tonnes. Une réalisation semblable n'est pas un ouvrage entièrement précontraint, mais un système où la précontrainte renforce suffisamment l'ouvrage en béton armé.

Certains « puristes » estiment que si l'on fait une précontrainte longitudinale, il est séant de faire aussi une précontrainte transversale, pour avoir, disent-ils, un seul et unique matériau dans tout l'ouvrage. C'est inutilement onéreux et arbitraire. Car, le béton armé et le béton précontraint ne sont qu'un seul et même matériau : le béton armé est un cas limite du béton précontraint, celui où la précontrainte est nulle ; le béton précontraint est un cas limite du béton armé, celui où les contraintes d'extension sont nulles, grâce à l'application de charges extérieures judicieusement choisies.

L'ACTUALITÉ AÉRONAUTIQUE (XVI)

Un nouveau planeur français

La maison aéronautique bien connue *Louis Bréguet* dispose d'un département « planeurs » qui s'est déjà signalé à maintes reprises par sa production. Cette maison vient de lancer sur le marché un nouveau planeur de performances, le Bréguet Br. 905 « Fauvette ». Il s'agit d'un appareil très élégant et de construction fort ingénieuse, qui peut être livré actuellement soit sous forme complètement terminée soit en pièces détachées. Le fuselage, qui comprend la cabine et une poutre d'empennage, porte une roue fixe munie de freins et ne pèse que 50 kg. L'aile, dont le profil est laminaire (de la série NACA 63), porte les ailerons (en deux pièces) et des aérofreins ; son poids est d'environ 40 kg. Renonçant au classique empennage cruciforme, la maison Bréguet a adopté un empennage en V.

Malgré sa simplicité remarquable, ce planeur présente d'excellentes performances. Au poids de vol normal (230 kg), le meilleur coefficient de plané (32) est obtenu à la vitesse de 72 km/h, tandis que la plus faible vitesse de chute (0,60 m/s) est réalisée pour une vitesse de vol de 60 km/h.

Des avions sous-marins

Comme l'avion, le sous-marin évolue dans un milieu à trois dimensions. Jusqu'il y a peu de temps encore, le sous-marin était plutôt considéré comme une sorte de « dirigeable de l'eau », une sorte d'hydrostat auquel on aurait communiqué une certaine vitesse de déplacement. En effet, l'équilibrage du sous-marin est surtout assuré de manière statique. Une nouvelle évolution se dessine actuellement dans la construction des sous-marins, auxquels l'industrie aéronautique commence de prêter attention et intérêt.

L'*Electric Boat Division* de la *General Dynamics*, vaste groupe auquel appartient la maison aéronautique bien connue *Convair*, étudie aujourd'hui un sous-marin atomique destiné à la chasse aux sous-marins. Comme ce nouvel appareil se déplacera beaucoup plus rapidement dans l'eau que les sous-marins classiques, il sera équipé de surfaces stabilisatrices et de commandes semblables à celles que l'on ren-

contre sur les avions. Dans ces conditions, il ne semble pas exagéré de parler véritablement d'*avion sous-marin*.

La *propulsion* sera assurée par une hélice fortement apparentée à l'hélice aérienne, et on envisage déjà une propulsion par réaction. Certains *problèmes statiques* posés par les pressions extérieures que doit supporter le sous-marin ressemblent à ceux que rencontrent les constructeurs de fuselages pressurisés. Tout laisse penser aussi que la technique de chauffage, de ventilation et plus généralement de *climatisation* à bord du sous-marin bénéficiera de la large expérience de l'industrie aéronautique. On trouvera également une ressemblance quant aux *appareils de navigation*, basés sur les gyro-compas.

On accorde beaucoup de chances de réussite à l'avion sous-marin, qui évoluera rapidement et beaucoup plus calmement que les navires de surface et qui pourra emprunter vraisemblablement la « route sous-polaire ».

Un turboréacteur miniature

La maison américaine *Fairchild*, qui se spécialise depuis une dizaine d'années dans la production de turboréacteurs légers, vient de réaliser un nouveau type de la catégorie des turboréacteurs développant 1000 livres de poussée ; il s'agit du modèle J44.

Alors qu'aujourd'hui on s'efforce de mettre au point des turboréacteurs toujours plus puissants (poussée de 4760 kp pour les turboréacteurs équipant le « Comet 4 » et de 7000 kp pour ceux du « DC-8 »), on peut se demander si la réalisation de petits turboréacteurs se justifie encore. Il ne faudrait pas oublier, à ce propos, que les petites et moyennes poussées sont demandées par l'aviation sportive et de tourisme, par exemple, et aussi par l'armée, qui en équipe des engins dits consommables. On assiste donc à un développement parallèle de deux catégories de petits turboréacteurs :

- ceux destinés à l'aviation sportive et de tourisme, desquels on exige une longue durée, une faible consommation et un entretien réduit ;
- ceux prévus pour certains engins, pour lesquels la durée est sacrifiée au bénéfice d'une importante réduction de poids et d'une très grande simplicité.

Le turboréacteur « Fairchild J44 » appartient à cette seconde catégorie. C'est un turboréacteur à *compresseur radial* à un seul étage (taux de compression de 3,8 : 1) en alliage d'aluminium et de magnésium ; il est pourvu d'une *chambre de combustion annulaire*, en acier inoxydable, et d'une *turbine à un étage* comprenant 46 aubes forgées et soudées. La température des gaz à l'entrée de la turbine est limitée à 815°C.