Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 97 (1971)
Heft: 24

Artikel: Le béton à précontrainte partielle
Autor: Panchaud, F.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-71273

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 09.01.2026

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

Le béton à précontrainte partielle[1]

par F. PANCHAUD, professeur à l'EPFL

1. Introduction

Le béton à précontrainte partielle, récent dans ses applications, envisagé déjà par quelques techniciens au cours de ces dernières années, est inscrit pour la première fois dans les normes N° 162 de la SIA sur le béton armé et le béton précontraint, dans l'édition de 1968.

Les problèmes que pose cette technique sont nombreux et, dans l'intervalle de temps qui m'est imparti, je suis obligé de me limiter à ceux qui sont essentiels.

Le procédé du béton à précontrainte partielle peut être décrit comme une association du béton armé ordinaire et de la précontrainte ; on peut dire que c'est un béton armé sur lequel on a exercé une précontrainte pour réduire l'importance de la fissuration, mais on peut aussi dire que c'est un béton précontraint où l'on a réduit l'intensité de la précontrainte, en compensant cette réduction par l'introduction d'armatures passives.

2. Origine de la précontrainte partielle

Comment arrive-t-on à imaginer la précontrainte partielle ? Cette notion nouvelle est une conséquence de la différence entre les coefficients de sécurité réels à la rupture du béton armé et du béton précontraint classique.

Dans le béton précontraint classique, en général, les exigences imposées contre la fissuration sont dominantes ; elles entraînent des dimensions et une intensité de précontrainte qui conduisent finalement à des coefficients de sécurité à la rupture de 2,1 à 2,7.

Dans le béton armé traditionnel, pour fixer la quantité d'armature, on fait abstraction de toute considération sur la fissuration du béton ; la sécurité à la rupture découle alors des seules contraintes admissibles dans les armatures et reste voisine de 1,8.

La sécurité à la rupture du béton précontraint classique dépend essentiellement de la résistance à la traction des aciers des câbles, de la contrainte admise lors de la mise en tension, du coefficient de perte de tension par fluage, du retrait et de la relaxation et des bras de levier à l'état de service et à l'état de rupture. La sécurité dépend donc de la forme du profil, elle découle finalement de la formule :

$$\text{Sécurité } S = \frac{M_{\text{rupt}}}{M_g + M_p} = \frac{\beta_z \cdot 1}{\sigma_{a_0}(1-\varphi)} \frac{\rho_{\text{rupt}}}{\rho_i}$$

représentée sur le graphique de la figure 1.

Dans la figure 1, on a représenté cette sécurité en fonction du rapport entre le moment fléchissant M_g s'exerçant lors de l'application de la précontrainte et le moment fléchissant total de service $M_g + M_p$. D'après cette figure, on constate que :

a) *La sécurité augmente* lorsque le profil est sollicité par un moment fléchissant permanent relativement faible, par rapport au moment total.

b) Si le moment fléchissant permanent est très grand, de l'ordre de 80 % du moment total dans les profils rectangulaires, la sécurité peut tomber au-dessous de la sécurité 1,8 prescrite pour le béton armé ; dans un tel cas, on sera appelé à augmenter le câblage déterminé par les seules exigences du calcul du béton précontraint à l'état de service.

c) Cette sécurité augmente si les pertes de tension sont grandes ; cela se comprend puisqu'on est conduit à augmenter la capacité de résistance des câbles.

d) La sécurité à la rupture augmente également, si l'on passe du profil rectangulaire au profil à T.

Sur ce même graphique, on a figuré la sécurité demandée pour le béton armé, soit 1,8.

En conclusion, d'après ce qui précède, on voit qu'effectivement la sécurité du béton précontraint classique *est dans l'ensemble notablement plus élevée que celle que l'on exige du béton armé.*

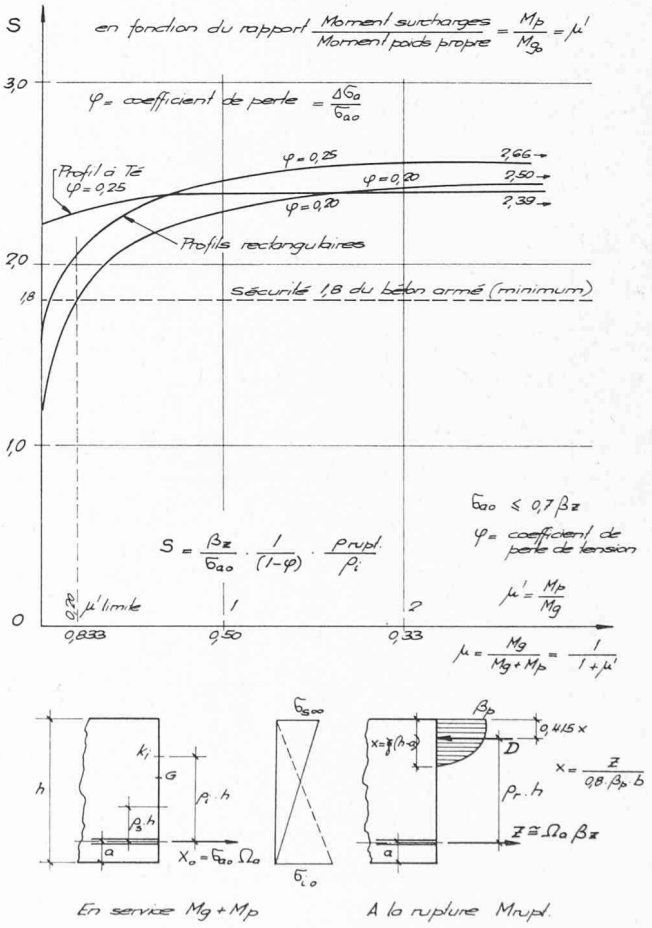

Fig. 1. — Sécurité des profils en béton précontraint.

[1] Exposé présenté à Lausanne en novembre 1970 dans le cadre des Journées d'études du *Groupe spécialisé des ponts et charpentes* de la Société suisse des ingénieurs et architectes.

Devant cette situation, on peut se demander si, dans le béton précontraint, on ne pourrait pas abaisser purement et simplement l'intensité de la précontrainte et par conséquent diminuer le câblage pour ramener la sécurité à 1,8. Si l'on procédait ainsi, on s'exposerait à l'apparition de tractions importantes dont l'intensité pourrait amener la fissuration du profil, dans les conditions les plus défavorables de l'état de service. On perdrait ainsi une des qualités essentielles du béton précontraint.

Certains se demanderont alors pourquoi de telles tractions admissibles dans le béton armé ne seraient pas tolérables dans le béton à précontrainte réduite, en ajoutant, s'il y a lieu, une armature passive pour assurer la résistance du profil, même en cas de fissuration. C'est cette conception qui est à la base du béton à précontrainte partielle ; lorsque les charges restent modérées, le profil travaille à la manière du béton précontraint, sans fissuration ; lorsque le moment fléchissant augmente, les fissurations apparaissent et le profil travaille alors à la manière d'un béton armé : à ce stade de résistance, l'armature est constituée *à la fois* par des câbles de précontrainte et par des armatures passives.

Il faut dire que dans certains cas, où le profil peut être soumis à des efforts alternés, il devient difficile de satisfaire strictement aux exigences du béton précontraint classique sans introduire un surcroît de câblage intolérable. Dans ce cas, on adopte une solution de compromis, précisément dans le sens d'un béton à précontrainte partielle : pour le cas de charge réputé le plus fréquent, on satisfait dans la mesure du possible à la condition du béton précontraint, tandis qu'on ajoute une armature pour l'autre éventualité dont la probabilité est plus faible.

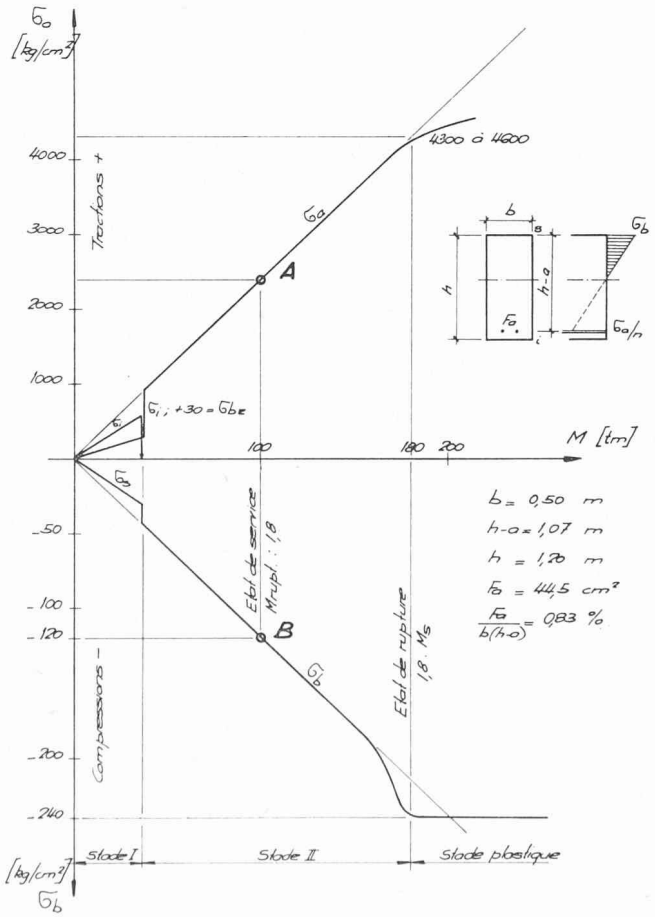

Fig. 2. — Evolution des contraintes béton armé.

3. Evolution comparative des deux matériaux : béton armé traditionnel et béton précontraint classique

Pour apprécier les qualités respectives de chacun des deux systèmes construction, il est indiqué de comparer l'ensemble de leurs comportements entre les deux états de résistance extrêmes : l'état de charge de service nul et l'état dit limite de rupture. A cet effet, on peut représenter les variations des contraintes, caractéristiques dans chaque système de construction, pour les différentes valeurs du moment fléchissant utile que le profil est susceptible de supporter.

3.1 *Comportement du béton armé*

Le graphique de la figure 2 donne l'image du comportement du béton armé. On y distingue les trois phases de résistance :

a) *Le stade I*, de non-fissuration, pour les faibles valeurs du moment fléchissant, c'est-à-dire lorsque les contraintes de traction dans le béton ne dépassent pas sa résistance à la traction ou, en le disant mieux, lorsque les allongements absolus des fibres tendues restent inférieurs à 8×10^{-4}, selon les avis de quelques spécialistes.
Rappelons qu'on ne sait pas avec certitude si la fissure est due à une déformation exagérée que la faible ductilité du béton ne peut pas supporter ou à une contrainte qui dépasse la valeur limite de résistance à la traction du béton.

b) *Le stade II* ou *stade de fissuration* fait suite au stade I, progressivement, au fur et à mesure que la hauteur de la zone tendue s'étend à cause de l'allongement croissant de l'armature. C'est dans ce stade II que l'on se place pour le calcul conventionnel du béton armé. Ce schéma de calcul fait l'objet de nombreuses critiques ; on le considère comme dépassé et on estime, en particulier, qu'il comporte une trop grande incertitude dans l'évaluation de la déformabilité du béton. Comment peut-on exprimer la comptabilité des déformations du béton et de l'armature, si le béton se fissure ou se déforme beaucoup ? Les valeurs des contraintes deviennent imprécises. Quelles valeurs doit-on attribuer au coefficient d'équivalence $n = E_a : E_b$? Les critiques oublient que la physique des choses doit rester plus forte que les spéculations mathématiques. La variation de valeur du coefficient n n'est pas une imprécision, mais révèle l'existence d'une grandeur aléatoire bien que représentative des phénomènes. Pourquoi imaginer que seuls les coefficients précis puissent être des grandeurs utiles dans l'interprétation des phénomènes ? Lorsque les phénomènes sont complexes, il reste commode d'introduire de tels coefficients qui permettent de saisir les nuances de leur évolution.

Pourtant, le schéma de calcul, introduisant le facteur d'équivalence n, a permis des réalisations audacieuses et je me sens pressé d'en défendre encore la validité pour l'étude du béton armé dans l'état de service.

C'est en effet le seul moyen de calcul qui permette à l'ingénieur d'apprécier commodément les influences de la durée de la charge et du fluage qui grèvent toutes les constructions en béton armé : le fluage se manifeste en définitive, en première approximation, comme une diminution du coefficient de déformation E_b du béton, ce qui entraîne une augmentation du coefficient dit d'équivalence n. C'est ainsi

que si l'on choisit $n = 5$ à 6, on introduit implicitement l'effet d'une charge de courte durée, tandis que si l'on adopte $n = 18$ à 20, on tient compte de l'effet de fluage dû à la charge de longue durée.

Ainsi, cette méthode de calcul avec le coefficient n n'est pas sans valeur puisque c'est un schéma qui permet d'apprécier facilement, par le calcul, un phénomène important du béton. J'ose presque dire qu'il n'est pas exclu que cette manière de voir ne soit finalement pas reprise plus tard.

Si l'on augmente le moment fléchissant, l'évolution de la résistance tend progressivement vers un état plastique ; la poutre se déforme beaucoup pour une faible augmentation de charge ; on aboutit ainsi à un état limite de résistance, considéré comme un état de rupture bien que la poutre ne se rompe pas à proprement parler, mais se dérobe sous la charge. On considère conventionnellement que cet état limite est atteint lorsque la contrainte d'arête du béton comprimé a une valeur égale à la résistance du béton sur prisme, mobilisant au maximum la capacité de résistance du béton compatible avec la déformation statistiquement plane des sections. Les armatures ont des déformations qui dépassent celles de la limite d'élasticité du métal.

En résumé, trois points caractéristiques définissent la résistance du béton à l'état de service :

a) la résistance du béton sur l'arête ;

b) la résistance à la traction des armatures admises dans l'état conventionnel de calcul ;

c) la sécurité à la rupture doit être voisine de 1,8.

3.2 *Comportement du béton précontraint*

Le graphique de la figure 3 traite du même problème pour un profil en béton précontraint classique.

Ici, on trouve encore les mêmes stades de résistance, mais leur distribution est différente. Le stade I, celui où la fissuration du béton n'est pas probable, est très étendu, au-delà du moment maximum de service : cela provient de l'effet de la précontrainte. Le contrôle de la résistance à l'état de service porte sur trois points à examiner :

1) *la fibre inférieure,*

2) *la fibre supérieure du béton,*

3) *les contraintes dans les armatures des câbles.*

Sur la fibre inférieure, on voit que les contraintes dans le béton partent d'un maximum A, pour décroître partiellement sous l'effet des pertes de tensions dans les câbles et évoluer ensuite progressivement jusqu'à la valeur limite de résistance du béton à la traction : c'est le moment dit de fissuration; au-delà, la résistance tombe à zéro et on entre dans le stade II.

Sur la fibre supérieure, on trouve une évolution semblable: la contrainte part d'une valeur voisine de zéro C pour augmenter progressivement et atteindre son maximum lors de *l'état de service*. Poussant plus loin, on atteint l'état de fissuration et finalement le stade II.

Au-delà du stade II, on entre dans l'état plastique comme dans le béton armé. C'est celui où la contrainte du béton, au droit de l'arête, a atteint la contrainte de résistance sur prismes, tandis que la contrainte pour les câbles est voisine de β_z, résistance à la traction des câbles.

Ce graphique conduit aux conclusions suivantes : la zone de service est entièrement comprise à l'intérieur du stade I. Pour le béton, elle est tributaire de quatre conditions de résistance :

a) deux conditions donnant les compressions maxima des points sur les fibres inférieure et supérieure ;

b) deux conditions fixant les compressions minima sur les deux fibres inférieure et supérieure.

La vérification de la résistance du béton revient à contrôler qu'à l'état de service aucune de ces valeurs n'excède les valeurs admissibles.

Dans les câbles, c'est surtout l'état de tension initial, le point E, qui est le point déterminant pour la résistance à l'état de service. L'état de rupture découle simplement des résistances du béton à la compression sur prismes et de la résistance de l'armature à la traction. On peut se demander s'il est opportun d'admettre, comme sollicitation maximum de l'armature au moment de la rupture, la valeur β_z de la rupture des aciers. Pour que cette valeur soit atteinte, il est indispensable que la déformation correspondante le soit aussi. Cette déformation étant voisine de 28 à 30 $^0/_{00}$, une analyse du problème montre que, dans une foule de cas, cette valeur β_z est précisément celle qui se produit au moment de la rupture du profil. On peut encore formuler une autre remarque : est-on certain que tous les fils d'un câble ou encore tous les câbles d'une poutre situés au même niveau atteignent simultanément la même valeur de résistance ? Si l'on examine la courbe contrainte-déformation, on voit que, dans cette région, elle est extrêmement plate, c'est-à-dire que — s'il y a des écarts de déformation entre deux câbles ou entre les fils d'un même câble — la contrainte qu'ils supportent reste peu différente. Nous pensons, en conséquence, qu'on peut introduire à la base du calcul à la rupture du béton précontraint, la valeur β_z de résistance des câbles à la traction.

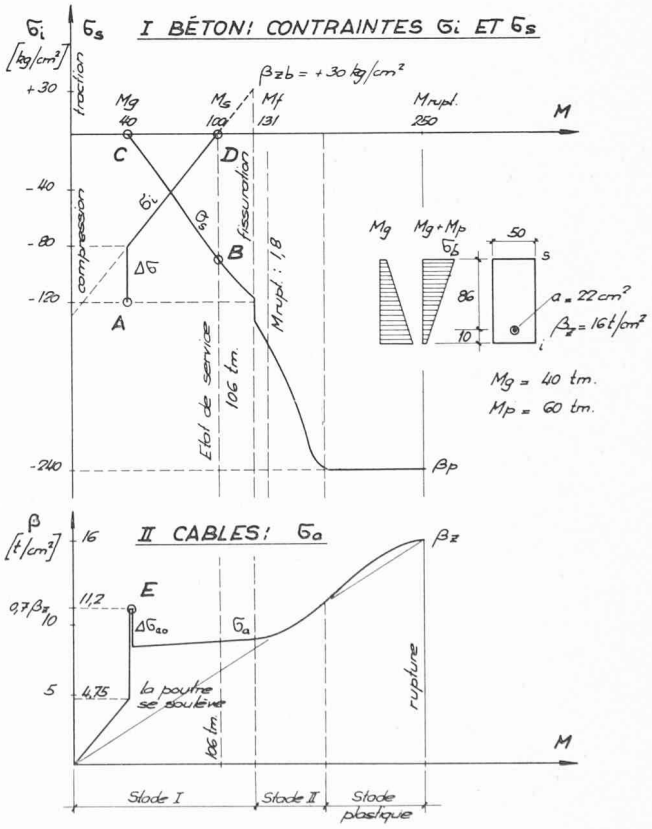

Fig. 3. — Evolution des contraintes en béton précontraint.

3.3 *Comportement du béton armé à précontrainte partielle, figure 4*

Cette évolution fait intervenir à la fois ce qui se passe dans le béton armé et dans le béton précontraint. La précontrainte partielle est capable d'assurer un mode de résistance du profil dans le stade I, dans un domaine utile beaucoup plus étendu que pour le béton armé, sans atteindre cependant celui du béton précontraint. Les contraintes évoluent alors non seulement dans le béton de l'armature des câbles, mais aussi dans l'armature passive.

Ainsi à l'état de service, c'est-à-dire pour les moments fléchissants les plus défavorables découlant du calcul, la résistance est assurée dans le stade II où l'on suppose que le béton tendu est fissuré.

A ce stade, l'armature résistante se compose à la fois de la section des câbles de précontrainte et des armatures passives qui leur sont associées.

Les câbles sont alors sollicités, d'une part, par l'effort de précontrainte qui leur a été appliqué alors qu'ils étaient désolidarisés du béton, d'autre part, par une contrainte additionnelle $\Delta\sigma_a$ qui correspond à l'effet de solidarité avec le béton tendu ; en effet, à ce moment-là, les câbles doivent se déformer comme les armatures passives du béton tendu.

Les armatures dites passives ne supportent que les sollicitations qui résultent de leur solidarité avec le béton tendu, comme dans le béton armé traditionnel.

On peut dire que, dans le béton à précontrainte partielle, l'armature constituée par les câbles a successivement, suivant l'intensité des sollicitations du profil, un double rôle :

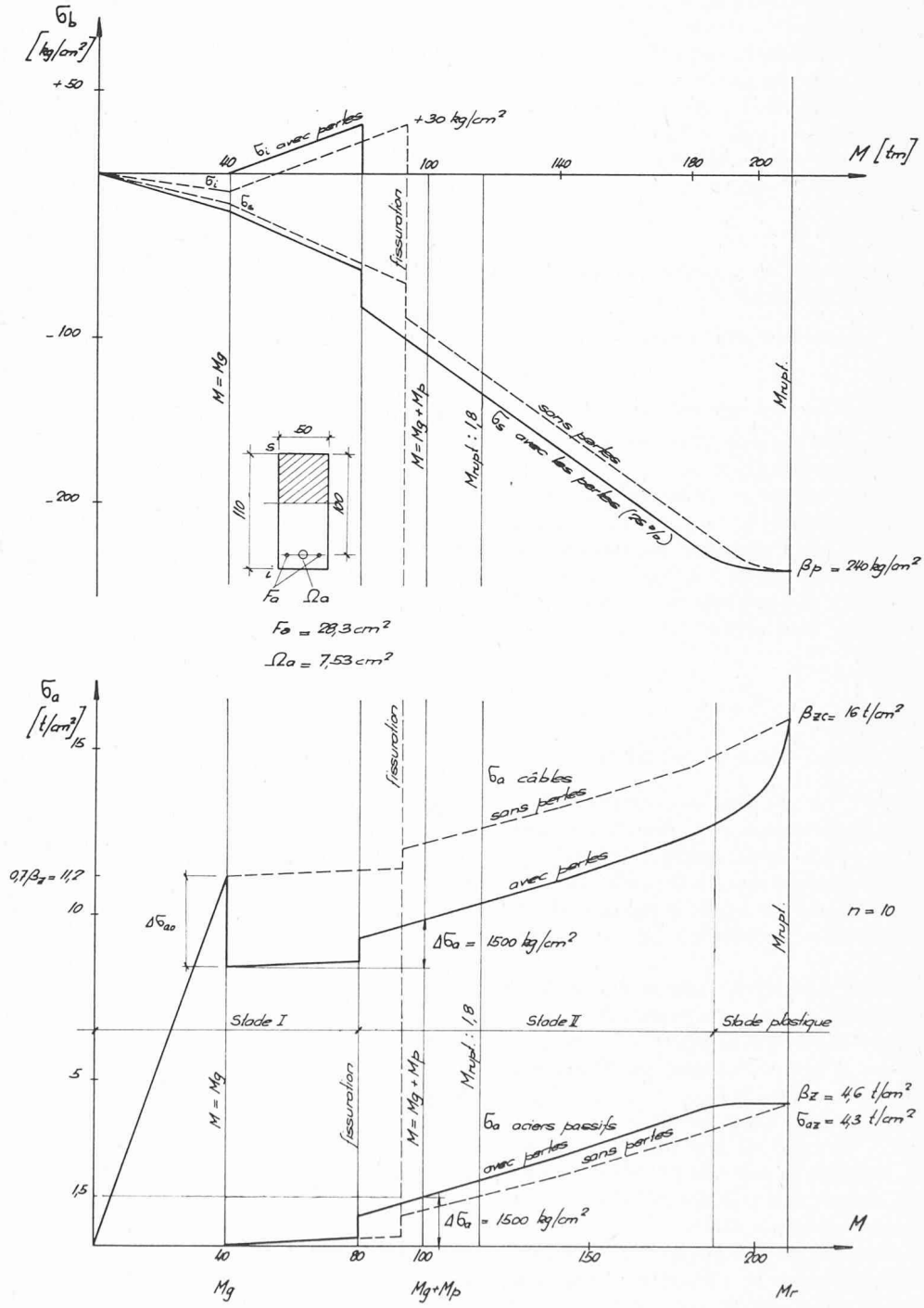

Fig. 4. — Evolution des contraintes en béton à précontrainte partielle.

a) celui du mécanisme engendrant la précontrainte pour conférer au béton une résistance à la traction lors des cas de charge normaux ;

b) celui d'une armature fonctionnant comme les barres du béton armé, lorsque la fissure apparaît dans les cas de charge les plus défavorables, le plus souvent exceptionnels.

4. Schéma du calcul du béton armé à précontrainte partielle

On doit imposer trois séries de conditions concernant :

a) le comportement sous l'effet du moment maximum de service $M_g + M_p$;

b) le comportement à la manière du béton précontraint, pour un moment fléchissant minimum égal au moins au moment des charges permanentes M_g, ou, plu avantageusement, majoré du moment des surcharges les plus probables ;

c) contrôle de la sécurité à la rupture.

4.1 *Effet du moment fléchissant de service $M_g + M_p$*

Cette condition impose en général les dimensions maximum du béton.

La distribution des contraintes sur le profil s'effectue comme sur un profil de béton armé traditionnel ; la contrainte d'arête du béton est σ_b et la contrainte dans les armatures passives $\Delta\sigma_a$, on a alors les formules classiques suivantes :

$$h-a = c\sqrt{\frac{M_g + M_p}{b}}$$

$$C = \sqrt{\frac{2}{\sigma_b \xi \rho}} \quad \text{où } \xi = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\Delta\sigma_a}{n}} \quad \text{et } \rho = 1 - \frac{\xi}{3}$$

L'effort total de traction

$$Z = \frac{M_g + M_p}{\rho(h-a)}$$

L'effort total de traction $Z = Z_1 + Z_2$ se compose de la somme des efforts dans les armatures passives :

$$Z_1 = F_a \cdot \Delta\sigma_a \text{ [2]}$$

et l'effort dans les câbles, soit l'effort de précontrainte résiduelle, augmenté de l'effort dû à l'allongement sous les contraintes $\Delta\sigma_a$

$$Z_2 = \Omega_a \left[\sigma_{a_0}(1-\varphi) + \Delta\sigma_a\right]$$

4.2 *Comportement à l'état de béton précontraint*

Ce comportement définit l'intensité du câblage à prévoir Ω_a. Si le moment que l'on veut supporter dans ces conditions a l'intensité M et si σ_{a_0} est la contrainte admissible dans les câbles lors de la mise en tension, on trouve, voir figure 1 :

$$\Omega_a = \frac{M_z + M_p}{(y_1 - a - k_1)(1-\varphi)\,\sigma_{a_0}}$$

[2] On néglige ici l'état de contrainte intermédiaire correspondant à la décompression des bétons comprimés par précontrainte et des armatures qui en sont solidaires.

4.3 *L'état limite de résistance (état de rupture)*

Cet état est donné par la formule :

$$M_{rupt} = (\Omega_a \beta_z + 0{,}95\,\beta_{z_0} \cdot F_a) \cdot \rho_{rupt}$$

A l'état de rupture, on peut envisager trois éventualités pour le calcul de l'effort Z_{limite} :

1re éventualité : $Z'_{rupt} = \Omega_a \beta_z + F_a \sigma_{0,2}$

2e éventualité : $Z''_{rupt} = \Omega_a \beta_z + F_a \beta_{zo}$

3e éventualité : $Z'''_{rupt} = \Omega_a \beta_z + 0{,}95\, F_a \beta_{zo}$

Le choix de l'une ou l'autre de ces éventualités dépend de l'intensité des déformations relatives, entre les armatures passives et les câbles, au moment de la rupture.

Si l'on considère la figure 5 donnant les contraintes dans les armatures en fonction de la position de l'axe neutre au moment de la rupture et en admettant que la déformation du béton comprimé atteigne 4 ‰ sur l'arête, on voit que les contraintes dans les armatures passives restent très voisines de leur contrainte de rupture. En conséquence, il est raisonnable d'introduire dans le calcul une charge de rupture atteignant environ les 0,95 de la contrainte de rupture des armatures passives, tenant compte de la non-uniformité des sollicitations.

On adopte ainsi la troisième éventualité[3].

4.4 *Choix des dimensions du profil*

La combinaison des trois groupes de conditions permet de choisir judicieusement les dimensions du profil.

Si l'on se place dans le cas où il n'y a plus de précontrainte partielle, on trouve les mêmes valeurs que pour le béton armé traditionnel et si l'on se place dans le cas de la

[3] Les essais en cours permettront d'apprécier l'exactitude de cette supposition.

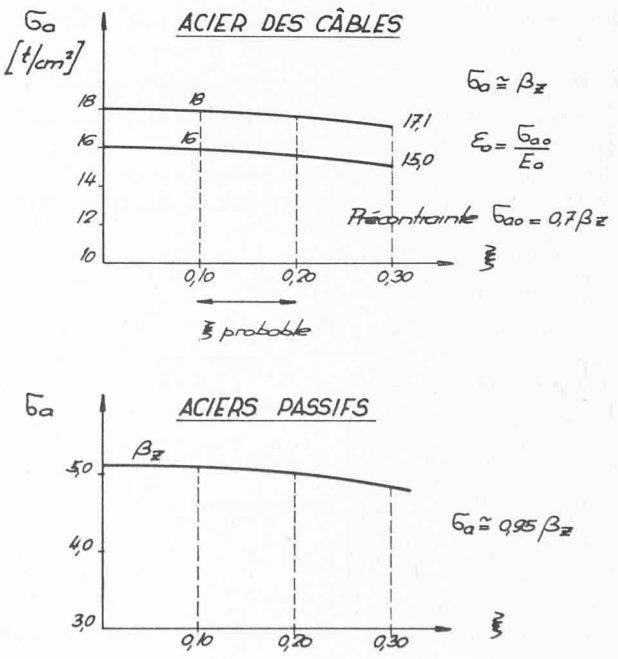

Fig. 5. — Contrainte dans les aciers au voisinage de la rupture en fonction de ζ et $\varepsilon_{rupt.\,béton} = -4\,‰$.

précontrainte classique, il suffira d'imposer à la valeur $\Delta\sigma_a$ la valeur zéro, et on trouvera les dimensions du profil nécessaires et l'armature correspondante.

5. Valeur admissible de la contrainte additionnelle dans les aciers passifs

Comme dit plus haut, cette contrainte est déterminante pour le risque de fissuration. Si l'on veut réduire ce risque, il ne faudra guère dépasser la valeur de 1700/1800 kg/cm^2 car, si l'on remarque que la ductilité du béton tendu ne permet que des déformations limitées à 8×10^{-4}, les contraintes correspondantes dans les aciers subissant cette même déformation seraient limitées à 1750/1800 kg/cm^2. Si on veut tolérer une légère fissuration du béton, du même ordre que celle qui est admise dans le béton armé traditionnel, on pourra porter la contrainte additionnelle à 2400 kg/cm^2 pour l'acier III.

6. Calcul à la rupture

6.1 *Intensité de la précontrainte minimum*

L'intensité minimum de la précontrainte partielle à exercer sur le profil a pour but de conférer à la section les qualités recherchées du béton précontraint, c'est-à-dire réduire le risque de fissuration. Pour atteindre ce but, il faut en principe que la précontrainte minimum soit choisie de façon à conférer au profil un mode de résistance semblable à celui du béton précontraint, pour les états permanents de charge ; cela revient à éviter les contraintes de traction, sous l'effet des charges permanentes de la construction, en tenant compte des pertes par fluage et retrait. D'aucuns pourraient critiquer le fait que la notion « absence de traction » est imprécise. Nous pensons que — si les contraintes calculées en tenant compte des pertes par retrait et fluage sont nulles — on est en droit d'admettre que ces contraintes resteront suffisamment petites pour ne pas provoquer de fissures. C'est donc dans ce sens qu'il faut interpréter la notion de contrainte de traction nulle.

6.2 *Constatations concernant la probabilité de l'effort intérieur maximum de service*

Les calculs considèrent le cas de charge conventionnel donnant l'effort maximum, en supposant a priori que la construction pourra être effectivement sollicitée par cette valeur maximum. L'expérience montre qu'en réalité ces efforts maxima ne sont en général jamais atteints. Dans de nombreuses constructions, il est peu probable qu'ils le soient. Le graphique figure 6 est un schéma qui illustre cette idée. Si l'on porte en abscisse la valeur du moment et en ordonnée la probabilité que ce moment puisse se manifester, on doit trouver des courbes qui ont l'allure de ce graphique et qui sont variables suivant les types d'ouvrages.

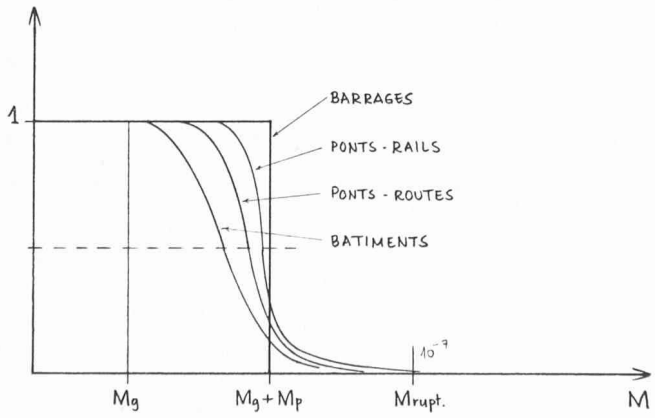

Fig. 6. — Schéma des probabilités d'existence des charges.

L'effet des charges permanentes est certain. Pour des ouvrages comme les barrages, l'effet des charges maxima est également certain puisque le lac plein est un cas de charge certain. Pour les ponts de chemin de fer, la probabilité que la charge maximum soit atteinte diminue à partir d'une valeur de $M_p = 0{,}8\ M_{max}$; la surcharge de calcul est plus grande pour les charges réelles. Si l'on considère les ponts-routes, la probabilité diminue encore pour être minimum dans les bâtiments. Dès lors, on est en droit d'admettre que le moment maximum $M_g + M_p$ effectif reste inférieur à la valeur maximum de calcul. Cette constatation générale peut justifier, dans de nombreux cas, la précontrainte partielle ; on peut en effet espérer que les sollicitations, même extrêmes, où l'on met en jeu les contraintes amenant la fissuration, ne seront qu'exceptionnelles et, si elles venaient à se produire lors de la disparition de la charge extrême, la fissure se refermera à cause de la précontrainte appliquée. On peut alors choisir l'intensité de la précontrainte dans chaque cas particulier pour qu'il en soit pratiquement ainsi et que les fissures éventuelles ne s'ouvrent qu'exceptionnellement.

7. Conclusion

Nous pensons que le béton armé à précontrainte partielle a sa place dans les techniques des constructions en béton d'aujourd'hui, si on l'applique avec discernement, en contrôlant son comportement à l'état de service.

Trois cas sont à considérer :

a) Nous estimons que la précontrainte à appliquer ne doit pas rester trop faible, de façon que le bénéfice qui en résulte offre une certitude appréciable de non-fissuration à l'état permanent et, peut-être, pour la plupart des cas de charge courants sollicitant l'ouvrage. On s'affranchit ainsi des risques de fissuration résultant des effets thermiques et hygrométriques en particulier.

b) Pour limiter la fissuration à l'état de service sous l'effet des moments maxima extrêmes, on pourra réduire la contrainte additionnelle au-dessous de 2400 kg/cm^2, si possible dans le voisinage de 1800 kg/cm^2 à 2000 kg/cm^2.

c) On devra toujours contrôler la sécurité du profil à la rupture de façon qu'elle soit supérieure à 1,8, en introduisant comme capacité de résistance limite des armatures, la résistance limite de rupture des câbles de précontrainte et les 0,95 de cette résistance pour les armatures passives. On tiendra ainsi compte du fait qu'au moment de la rupture du câble il est possible que l'armature passive n'ait pas encore pu donner sa pleine efficacité, n'ayant pas encore atteint la déformation correspondante.

Il peut arriver, si la contrainte additionnelle est voisine de 2400 kg/cm^2, que la sécurité exigée à la rupture devienne déterminante ; dans ce cas, on serait conduit à renforcer l'armature passive découlant du calcul de résistance à l'état de service.

8. But des essais complémentaires

Des essais, dont vous serez informés cet après-midi, ont déjà été effectués dans le domaine de la précontrainte partielle, tout spécialement à l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich, sous la direction de M. le professeur Thürlimann. Ils ont montré que ce mode de construction était parfaitement tolérable. Il s'agit de déterminer l'intensité des contraintes additionnelles admissibles et de définir dans quelle mesure on peut les tolérer à 2400 kg/cm^2, comme pour le béton armé traditionnel.

Le choix de ces contraintes est non seulement conditionné par des questions de résistance, mais par l'ampleur des fissurations et le comportement de la construction, lors des répétitions de charge.

Ce problème reste délicat car il faut tenir compte que l'essai de charge en laboratoire est un essai que l'on doit considérer comme rapide et qu'il est difficile d'en déduire, sans autre, le comportement du profil avec le temps.

Tous les essais futurs devront s'orienter en tenant compte de ces exigences. Il en est ainsi des essais en cours.

Adresse de l'auteur :
F. Panchaud, professeur, Chaire de béton armé et de précontrainte de l'Ecole polytechnique fédérale, 33, av. de Cour, 1007 Lausanne.

Atelier de préfabrication démontable

par C. RACOILLET, directeur technique du Bureau Setib — Genève (Suisse)

1. Introduction

438 logements du type H.C.M. (habitations pour classes moyennes) sont actuellement en cours de construction à Onex (Genève), chemin du Loup.

Les architectes sont MM. Cailler, Gaillard, Reverdin.

Les infrastructures — sous-sol et niveau des entrées — sont réalisées d'une façon traditionnelle. Par contre, il a été décidé de recourir à la préfabrication pour les neuf étages courants et l'attique.

2. Choix du type de l'usine de préfabrication

Deux solutions s'offraient à l'entreprise W. Jacquet, qui ont fait chacune l'objet d'une étude économique approfondie :

a) fabrication dans une usine fixe et transport des pièces sur le chantier ;

b) fabrication sur place dans un atelier démontable.

a) Les avantages de la première solution sont connus :

— Travail rationnel, mécanisé autant que faire se peut, exécuté à des postes fixes, soustrait au maximum aux aléas des chantiers et aux intempéries, susceptible d'une programmation rigoureuse.

— Bonne qualité des produits, tant au point de vue résistance du béton que des qualités de finition et du respect des tolérances imposées sur les cotes.

En contrepartie, les investissements nécessités par ces usines perfectionnées, souvent construites sur des terrains coûteux, sont importants. Ils exigent des programmes à moyen terme de plusieurs milliers de logements et se traduisent par des amortissements qui, ramenés au prix du m^2 de pièce préfabriquée, sont élevés.

A ces amortissements vient s'ajouter le prix du transport.

Par ailleurs, du point de vue purement technique, les pièces subissent certaines dégradations mineures (épaufrures, éraflures, fissures, etc.) pendant les opérations de transport, de déchargement pour mise au stockage, de pose, de coulage des parties restant traditionnelles, dégradations qui devront être rhabillées au stade des finitions ultimes.

Ainsi, une partie de la qualité obtenue à prix élevé se trouve en quelque sorte perdue inutilement.

b) Il n'y a pas si longtemps, les installations de fabrication sur le chantier ne pouvaient guère prétendre rivaliser avec les usines fixes pour ce qui est de la productivité de la main-d'œuvre et de la qualité des pièces finies.

Il n'en est plus de même aujourd'hui. Moyennant des investissements relativement raisonnables pour une entreprise moyenne et susceptibles d'être amortis sur un nombre modéré de logements — 1000 environ correspondant à cinq ans de fabrication — il est possible de construire des installations couvertes, démontables, assez hautement mécanisées pour concurrencer les usines fixes du point de vue économie de main-d'œuvre et comme elles, soustraites aux aléas des chantiers et aux intempéries, ce qui permet l'instauration d'une programmation rigoureuse.

Les qualités d'aspect moindres de la pièce à la sortie même de son moule exigent une finition plus soignée au stade ultime, mais qui reste moins chère que la différence du prix des amortissements majorée du coût du transport.

Après examen des avantages et des inconvénients de chaque solution, il a été décidé d'opter pour une unité mobile de préfabrication hautement mécanisée d'une capacité de production sensiblement égale à 200 logements par an.

3. Principes directeurs ayant présidé à la conception de l'atelier

Le premier but recherché a été l'économie de main-d'œuvre dont l'incidence sur le prix des pièces est directe. Cette économie est rendue possible par un emploi judicieux des machines et matériels actuellement à disposition sur le marché.

On s'est efforcé d'atteindre ce but en restant dans les limites d'un budget raisonnable compte tenu des besoins immobiliers du canton de Genève et des possibilités d'amortissement qui ne peuvent être qu'à moyen terme dans l'état actuel d'évolution des techniques.

La justesse de ce point de vue a été confirmée par les modifications dont l'expérience de l'utilisation a montré la nécessité au cours des premiers mois de fonctionnement et qui seront appliquées dès la phase d'études pour le prochain atelier en projet.

Le deuxième principe directeur a été la possibilité de démontage-remontage rapide de l'installation en fin de chantier avec réemploi de la presque totalité de ses éléments de construction.