

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 105 (1979)
Heft: 24

Artikel: Précontrainte partielle: expériences suisses et principes du dimensionnement
Autor: Bachmann, Hugo
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-73869>

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: 12.01.2026

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

Précontrainte partielle: expériences suisses et principes du dimensionnement¹

par Hugo Bachmann, Zurich

La précontrainte partielle fut introduite en Suisse, en 1968 déjà, par la norme SIA N° 162 [1]². Il fallait toutefois se référer, entre autres, aux réflexions [2] et aux recherches théoriques et expérimentales qui avaient été entreprises et étaient en cours à l'Institut de statique et construction (IBK) de l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich (par exemple [3, 4, 5]). Dès ce moment, la plupart des ouvrages précontraints furent dimensionnés selon ces règles. La précontrainte totale ou « limitée »³ n'est appliquée en Suisse qu'exceptionnellement.

Les expériences faites en matière de précontrainte partielle en Suisse étaient tout à fait favorables. Nous n'avons jamais relevé de dégâts occasionnés par ce genre de précontrainte. On inclinerait plutôt à penser que des dégâts ont pu être évités, la précontrainte étant moins élevée.

1. Proposition pour le dimensionnement des sections soumises à la flexion

Le présent paragraphe propose une procédure pratique pour le dimensionnement des sections fléchies précontraintes partiellement. Cette proposition se base principalement sur la norme précitée et les expériences qui en résultent. Enonçons tout d'abord un principe fondamental :

La précontrainte partielle offre une liberté de construction bien plus grande que celle qui résulte de la précontrainte totale ou limitée, spécialement dans le choix des câbles. Elle permet d'adapter l'armature passive à la quantité d'armature de précontrainte choisie⁴.

1.1 Choix du degré de précontrainte

La première étape du dimensionnement consiste à choisir un moment de flexion M_v qui devra être compensé par la précontrainte dans une section choisie ou déterminée à l'avance (fig. 1). Dans cette section, on utilisera généralement la plus grande excentricité des câbles possible. Le degré de précontrainte κ est défini comme étant le rapport de M_v à M_q ,

où M_q représente le moment de flexion pour la charge totale [6] :

$$\kappa = \frac{M_v}{M_q}$$

Le degré de précontrainte κ indique ainsi quelle fraction du moment dû à la charge utile totale provoque les tensions de traction admissibles au bord de la section non fissurée. (On prend souvent $\sigma_{b adm} = 0$). $\kappa = 0$ signifie qu'il n'y a pas de précontrainte et que nous avons du béton armé. $\kappa = 1$ correspond à la précontrainte totale.

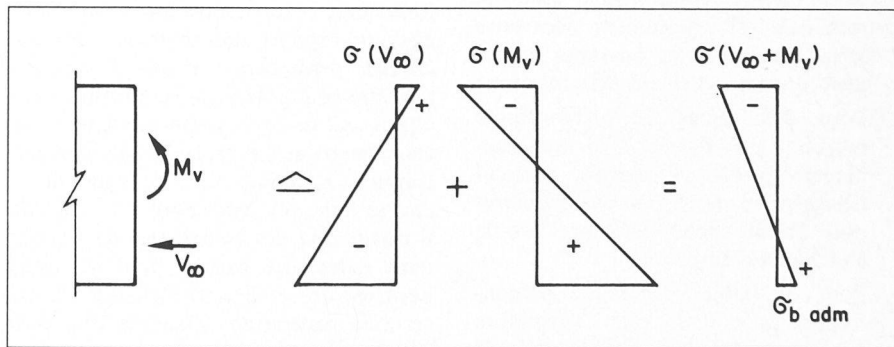


Fig. 1. — Définition du moment M_v pour lequel la section est précontrainte. On admet souvent $\sigma_{b adm} = 0$.

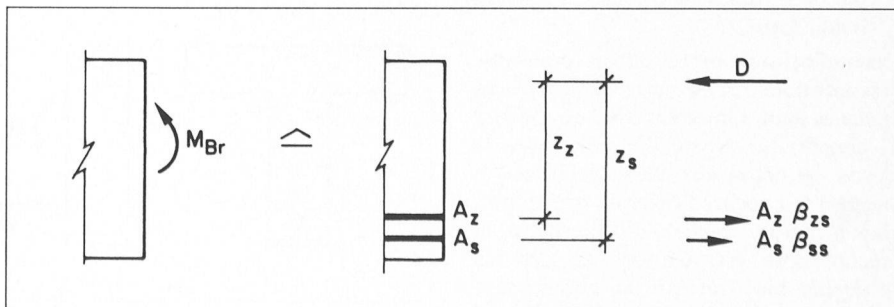


Fig. 2. — Moment de rupture et forces intérieures correspondantes.

1.2 Dimensionnement de l'armature précontrainte

La deuxième étape consiste à déterminer la force de précontrainte et la section d'armature correspondante. Ce calcul s'effectue pour le moment M_v selon les règles usuelles du béton précontraint et permet de choisir les câbles de manière définitive.

1.3 Dimensionnement de l'armature passive

En troisième lieu, il faudra déterminer la section de l'armature passive selon les conditions dictées par la sécurité à la rupture (fig. 2) :

$$M_{Br} = sM_q = A_z\beta_{zs}z_z + A_s\beta_{ss}z_s$$

$$A_s = \frac{1}{\beta_{ss}z_s} (M_{Br} - A_z\beta_{zs}z_z)$$

M_{Br} : Moment de rupture

s : coefficient de sécurité global

A_z, A_s : section de l'armature de précontrainte respectivement de l'armature passive

β_{zs}, β_{ss} : limite apparente d'élasticité (2 ‰) de l'armature de précontrainte respectivement de l'armature passive

Il est souvent possible, avec un peu d'expérience, d'évaluer du premier coup et avec une exactitude suffisante les bras de levier z_z et z_s des forces $A_z\beta_{zs}$ et $A_s\beta_{ss}$.

1.4 Elaboration de l'armature passive au stade de la construction

Le calcul et la définition de l'armature passive représentent la quatrième et en général la dernière opération du dimensionnement.

Mis à part la contribution à la sécurité à la rupture dans les sections moyenne-

¹ Une version légèrement abrégée de cet article a été présentée à Berlin, au congrès « Deutscher Betontag 1979 ».

² Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

³ La précontrainte totale selon la norme SIA 162 correspond largement au concept de précontrainte « limitée » (« beschränkte Vorspannung ») d'après la norme DIN 4227.

⁴ Cette liberté permet par exemple de placer les câbles sans discontinuités dans une poutre à plusieurs portées.

ment et peu précontraintes, cette armature remplira les fonctions suivantes dans les zones tendues de pièces précontraintes (cf. par exemple [6, 7]) :

- Avant la mise en tension (en cours de construction) : elle limitera les déformations, respectivement l'ouverture des fissures résultant des déformations de l'échafaudage et des contraintes dues au retrait et aux variations de température.
- Après la mise en tension (état de service) : elle devra garantir un comportement correct lors de la formation et de l'ouverture des fissures, et enfin empêcher la corrosion.

Une bonne mise en forme de l'armature passive — armature longitudinale et étriers — a une importance capitale.

Il faut distinguer trois cas pour l'armature passive longitudinale, selon le degré de précontrainte :

a) Pour des degrés de précontrainte élevés ($\kappa > \approx 0,7$) il faut disposer d'une armature minimale, même si la sécurité à la rupture requise est suffisante. Cette armature se composera de barres nombreuses, de petit diamètre, et sera bien soutenue par des étriers. Les câbles seront ainsi enrobés dans un grillage d'armature situé près des surfaces de l'ouvrage. Selon la qualité du béton, cette armature minimale devra toutefois atteindre les pourcentages suivants de la section considérée :

0,2 ÷ 0,3 % lors d'une sollicitation de traction par flexion

0,5 ÷ 0,7 % lors d'une sollicitation à la traction (par exemple aile d'un profil soumise à la traction).

Selon l'avis de l'auteur, une armature minimale est absolument nécessaire aussi bien pour les ouvrages totalement que partiellement précontraints.

b) Pour des degrés de précontrainte moyens ($\kappa \sim 0,4 \div 0,7$) il faut augmenter l'armature passive, particulièrement en choisissant des diamètres plus grands pour les barres de la couche inférieure.

c) Pour de faibles degrés de précontrainte ($\kappa < 0,4$), c'est l'armature passive qui prévaut sur l'armature de précontrainte. Le choix des diamètres et des espacements est dicté par les règles de construction du béton armé.

Ces indications sont valables pour une précontrainte réalisée par câbles placés dans des gaines injectées avec un mortier de ciment. Le cas où l'on renonce à la liaison du béton aux câbles (câbles non injectés) fait encore l'objet de recherches. Une armature passive est inutile si la précontrainte est réalisée par des fils adhérents bien répartis et garantissant une liaison immédiate du béton avec l'acier et si la sécurité à la rupture est

suffisante. Dans ce dernier cas, une bonne liaison limitera l'espacement et l'ouverture des fissures pour la charge utile.

1.5 Sollicitation à la fatigue : calcul des tensions sur section fissurée

Certains cas particuliers exigent comme cinquième étape du dimensionnement le calcul des contraintes suivantes dans la section fissurée et sous charge totale :

- contraintes σ_s dans la couche inférieure de l'armature passive ;
- accroissement de contrainte $\Delta\sigma_z$ dans la couche inférieure de l'armature précontrainte ;
- contraintes du béton σ_b sur l'arête comprimée.

Ce sont, en particulier, les contraintes de tension dans les aciers qui donnent des indications pour le comportement à l'état de service. Dans le cas d'une sollicitation à la fatigue (par exemple, pour des ponts-rails, des ponts-roulants, etc.), ces contraintes sont à comparer avec les tensions admissibles ainsi qu'avec les variations de tension admissibles.

Les contraintes peuvent être calculées de manière conventionnelle d'après les règles de la flexion composée de compression, avec le procédé du facteur n (fig. 3). Il convient d'introduire comme effort normal la force de précontrainte V_∞ après retrait, fluage et relaxation. On évite ainsi le calcul de la force dans l'armature précontrainte à l'état de décompression de la zone tendue, qui ne dépasse souvent que de peu la force V_∞ . On se trouvera du côté de la sécurité en ce qui concerne V_∞ , puisque les contraintes dans l'acier sont légèrement surestimées. En outre, il n'est certainement pas essentiel d'opérer avec $n = 10$ ou plus précisément avec $n = E_e/E_b$.

Si le degré de précontrainte est au moins égal au rapport des moments dus aux charges permanentes et aux charges totales ($\kappa = M_g/M_p$), les contraintes calculées σ_s et $\Delta\sigma_z$ correspondent assez exactement aux accroissements des contraintes résultant du moment de la charge utile M_p . Mais pour $\kappa < M_g/M_p$, il existe déjà des contraintes de traction dans l'armature passive pour la charge permanente, et il faut s'attendre à une certaine fissuration. Dans ce cas, pour le calcul des accroissements de contrainte

résultants de M_p , il faut soustraire aux contraintes dues à la charge totale les contraintes des charges permanentes, évaluées de manière analogue.

2. Discussion de paramètres importants

On traite ici de quelques paramètres importants et aspects de la méthode de dimensionnement proposée.

2.1 Influence du degré de précontrainte

L'influence du degré de précontrainte est de première importance. La figure 4 indique les relations entre le degré de précontrainte κ et les grandeurs suivantes, pour un exemple caractéristique formé d'une section rectangulaire sollicitée par un moment M_q dû à la charge totale⁵ :

- le coefficient global de sécurité à la rupture s ;
- les sections requises de l'armature précontrainte A_z et de l'armature passive A_s ainsi que de la somme $A_z + A_s$;
- les contraintes σ_s dans l'armature passive ;
- les accroissements de contrainte $\Delta\sigma_z$ dans l'armature précontrainte ;
- les contraintes du béton sur l'arête comprimée σ_b (section fissurée) et les contraintes du béton sur l'arête tendue (section non fissurée).

Le dimensionnement a été effectué d'abord pour une précontrainte totale. Par la suite, la section de l'armature précontrainte a été réduite et remplacée successivement par une armature passive, de manière à garder un coefficient de sécurité à la rupture de 1,8 (SIA 162). Une sollicitation à la fatigue était exclue. Il faut relever les points suivants :

- le facteur de sécurité à la rupture dépasse les valeurs requises pour des degrés de précontrainte élevés ;
- la quantité nécessaire d'armature passive et d'armature précontrainte est minimale pour $\kappa = 0,6$;

⁵ Les représentations dans les figures 4 à 6 dépendent de la forme de la section et des valeurs numériques choisies pour le dimensionnement. Les déductions découlant de l'exemple caractéristique sont également valables pour d'autres formes de section et valeurs numériques courantes.

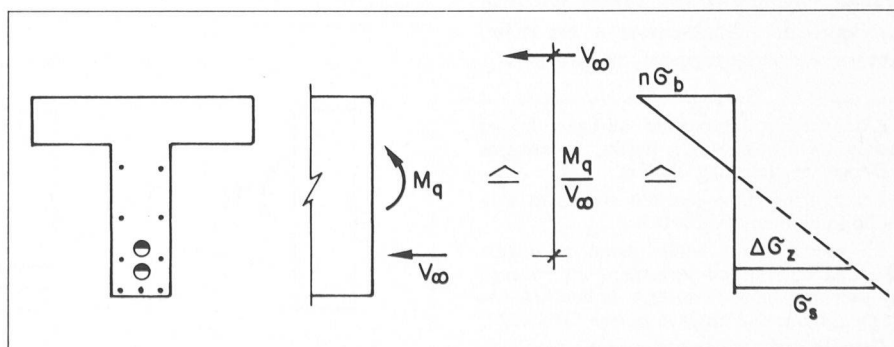


Fig. 3. — Contraintes à la section fissurée.

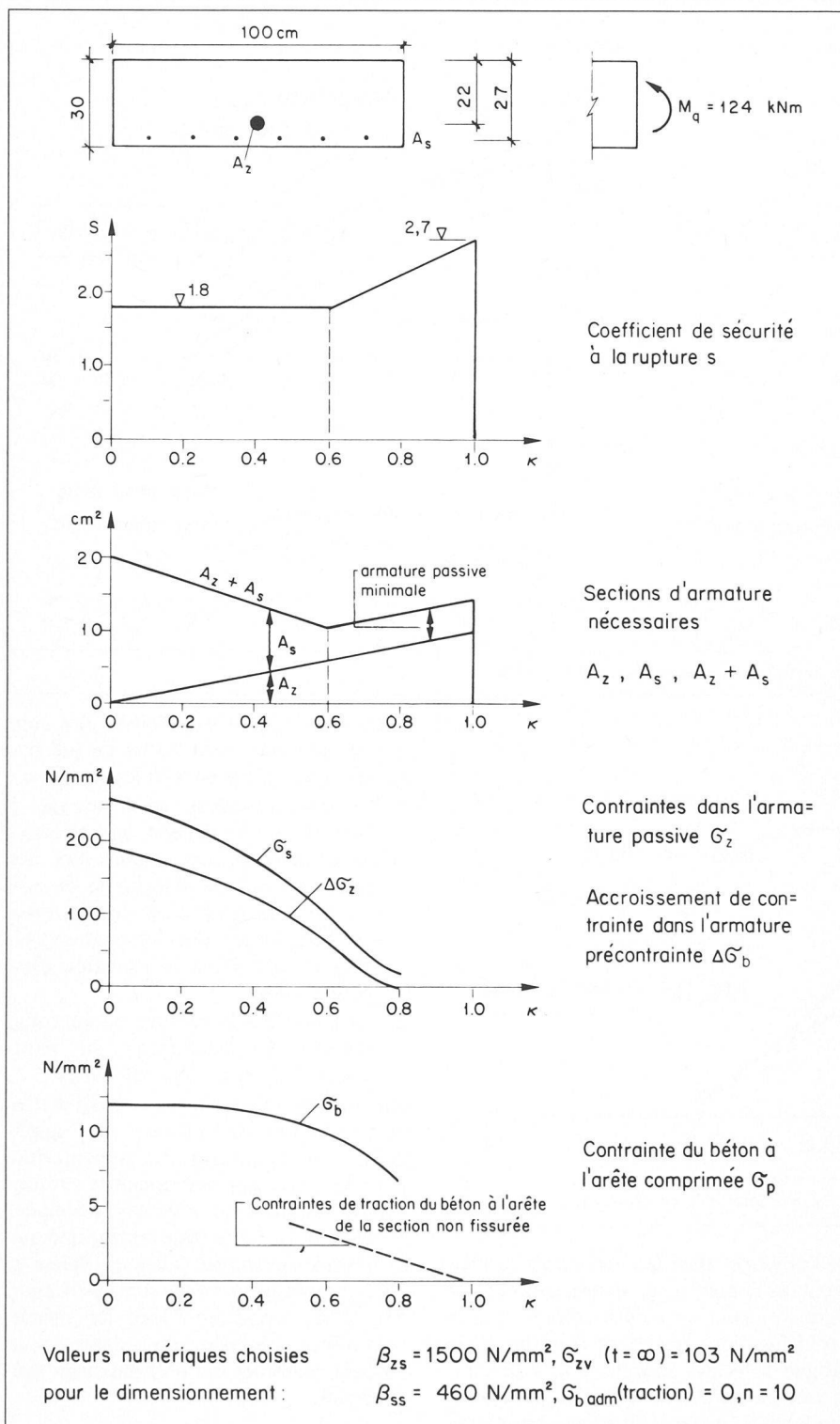


Fig. 4. — Influence du degré de précontrainte sur les paramètres importants.

— la contrainte dans l'armature passive et l'accroissement de contrainte dans l'armature précontrainte sont faibles pour des degrés de précontrainte élevés. Mais, également pour des degrés de précontrainte moyens, ces contraintes demeurent beaucoup plus faibles que les contraintes de l'acier obtenues dans les sections ordinaires du béton armé.

En pratique, il convient de choisir des degrés de précontrainte nécessitant la plus petite quantité d'armature totale.

Ceci signifie que le degré de précontrainte

variera entre 0,6 et 0,7 selon la forme de la section choisie.

2.2 Influence des erreurs de V_∞ et M_q sur les contraintes dans l'acier

Dans les ouvrages précontraints, la force de précontrainte doit en principe être respectée soigneusement et le moment résultant des charges extérieures déterminé de manière exacte. Il peut toutefois arriver que la force de précontrainte n'atteigne pas la valeur exigée, si par exemple les pertes par frottement sont mal estimées et que le moment résultant des charges totales dépasse la valeur calculée.

La figure 5 représente pour l'exemple caractéristique la majoration des contraintes dans l'acier de la section fissurée résultant d'influences défavorables. Cette majoration est reportée à gauche pour la force de précontrainte V_∞ , à droite pour le moment des charges totales M_q . Ces erreurs ont été admises arbitrairement : $\Delta V_\infty = -20\%$ et $\Delta M_q = +20\%$.

Les conséquences en sont les suivantes : Les contraintes dans l'armature passive et les accroissements de contrainte dans l'armature précontrainte révèlent une sensibilité non négligeable aux erreurs de la force de précontrainte. Elle atteint son maximum pour le degré de précontrainte exigeant une quantité d'armature minimale, c'est-à-dire pour notre exemple $\kappa = 0,6$. La valeur absolue des contraintes pour des degrés de précontrainte élevés et moyens reste encore considérablement au-dessous des contraintes rencontrées dans les sections en béton armé. Des effets analogues se constatent lorsque le moment dû aux charges totales dépasse la valeur calculée.

Il faut relever les points suivants :

1. Une faible diminution de la force de précontrainte (environ 10 % à 15 %), comme une augmentation d'un même ordre de grandeur du moment produit par les charges totales ne conduisent pas à des contraintes énormes de l'acier pour des degrés de précontrainte élevés et moyens. La précontrainte se montre favorable dans les deux cas.
2. Lors d'une sollicitation à la fatigue, l'observation stricte de V_∞ et le calcul exact de M_q est de grande importance pour l'évaluation exacte de l'amplitude des contraintes, à cause de la sensibilité des contraintes de l'acier.

2.3 Contraintes dans l'armature sous l'effet des charges utiles

Les variations de contrainte dans l'armature passive et dans l'acier de précontrainte sous les charges utiles sont d'un intérêt particulier, surtout s'il s'agit d'une sollicitation à la fatigue.

La figure 6 présente, à nouveau pour l'exemple considéré, les variations de contrainte dans l'armature passive $\Delta\sigma_s(p)$ pour différents rapports entre les moments résultant des charges permanentes et totales M_g/M_q . La ligne continue est valable pour des valeurs de $\kappa \geq M_g/M_q$. Les lignes pointillées correspondent à des valeurs définies de $\kappa < M_g/M_q$. Une figure très analogue est valable pour les variations d'accroissements de contrainte dans l'armature de précontrainte $\Delta\Delta\sigma_z(p)$.

Les conséquences en sont les suivantes :

- Si les charges utiles sont petites par rapport aux charges totales, par exemple pour $M_g/M_q = 0,8$, le degré de précontrainte joue un rôle secondaire dans la valeur des contraintes de l'acier dues aux charges utiles.

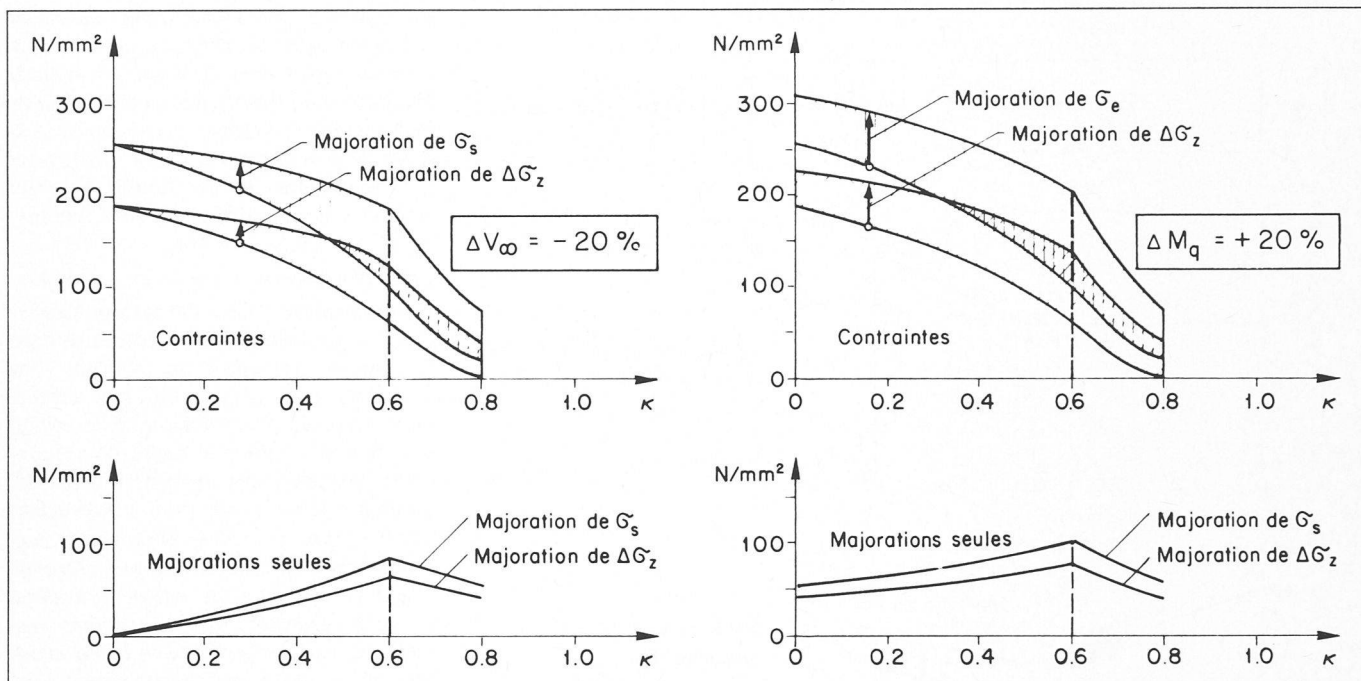


Fig. 5. — Majorations des contraintes dans les aciers, provoquées par les erreurs de V_∞ et M_q .

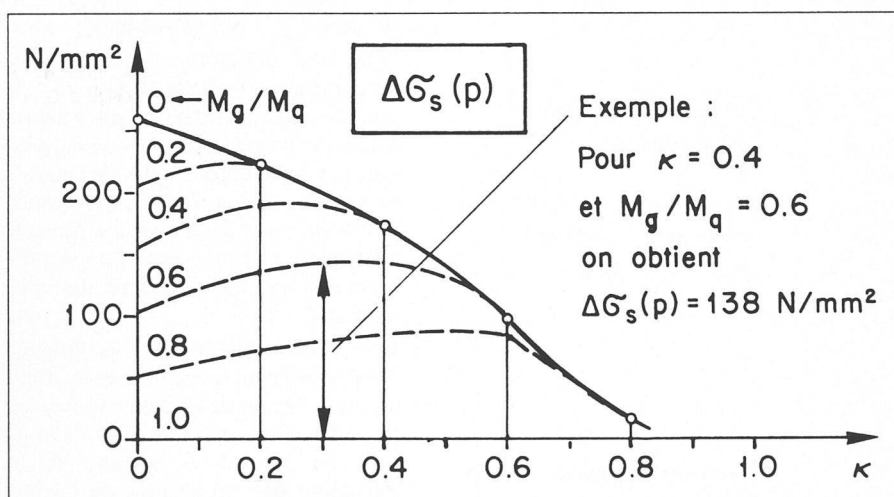


Fig. 6. — Variations des contraintes dans l'armature passive dues à la charge utile.

— Si la charge utile est élevée, par exemple $M_g/M_q = 0,4$, il est alors recommandé de choisir un degré de précontrainte plus grand que le rapport des moments calculés pour les charges permanentes et totales, $\kappa > M_g/M_q$, afin d'obtenir des contraintes faibles pour la charge utile.

2.4 Sollicitation à la fatigue

Des essais sur poutres avec armature mixte (par exemple [8]) ont démontré que l'armature précontrainte ne se comportait pas plus défavorablement, mais avait tendance à résister mieux que l'armature passive lorsqu'elle était soumise à une sollicitation en fatigue. La plus grande partie des ruptures à la fatigue a été observée dans l'armature passive. Les zones de raccordement des câbles font exception à cette règle. Un constructeur avisé ne disposera si possible pas les raccordements dans une zone où les contraintes varient avec de grandes amplitudes, à moins de placer une armature passive supplémentaire dans cette partie

de l'ouvrage. Bien que des essais supplémentaires soient encore nécessaires à ce sujet, on peut se rendre compte que le problème posé par la sollicitation à la fatigue n'est pas spécifique à la précontrainte partielle. Au contraire, les conditions sont souvent plus favorables que pour le béton armé, puisque les charges utiles extrêmes produisant des variations considérables de contrainte sont plutôt rares. Toutefois, le problème de la sollicitation à la fatigue des sections partiellement précontraintes peut être ramené à celui des sections en béton armé puisque l'armature passive joue le rôle déterminant pour ce cas de charge.

3. Avantages pratiques de la méthode présentée

3.1 Pas de contrôle des contraintes absolues dans l'armature de précontrainte

Ni la proposition présentée ici pour le dimensionnement, ni la norme SIA citée

ci-dessus n'exigent un contrôle des contraintes absolues dans l'acier de précontrainte. Les raisons en sont les suivantes :

1. Le comportement de l'ouvrage à l'état de service dépend des accroissements d'élongation, c'est-à-dire des accroissements de contrainte et non pas des valeurs absolues des contraintes, pour autant que l'élongation spécifique reste dans le domaine élastique linéaire.
2. La sécurité à la rupture est garantie, puisque les conditions du paragraphe 1.3 sont déjà satisfaites.

Au moment de la mise en tension, les mêmes contraintes peuvent être appliquées aux armatures de précontrainte pour les ouvrages partiellement précontraints que pour les ouvrages totalement précontraints. Cette règle correspond aux expériences pratiques faites en Suisse et offre l'avantage de permettre l'utilisation des câbles ordinaires avec les mêmes contraintes nominales, qu'il s'agisse d'un ouvrage partiellement ou totalement précontraint.

3.2 Pas de contrôle des fissures

Un contrôle des fissures sous forme de calcul n'est demandé ni dans cette proposition, ni dans la norme SIA. La comparaison des résultats obtenus par différentes formules montre de grandes différences. Les influences importantes des étriers et de la géométrie de la section, et en particulier pour des pièces élancées, ne sont prises en considération nulle part. Ces influences dépassent souvent celle de l'armature longitudinale et doivent être encore étudiées à fond. Aussi longtemps qu'il n'existe pas d'essais concluants à ce sujet, l'ingénieur devra s'appliquer avant tout à soigner le calcul et la définition de l'armature passive, au lieu d'utiliser des formules permettant de calculer l'ouverture des fissures.

Bibliographie

- [1] Norme SIA 162 (1968) : *Norme pour le calcul, la construction et l'exécution des ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint*. Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich.
- [2] BIRKENMAIER M., JAKOBSON W. : *Das Verhalten von Spannbetonquerschnitten zwischen Risslast und Bruchlast* (Le comportement des sections précontraintes entre la charge de fissuration et la charge de rupture). Schweiz. Bauzeitung, 77. Jg. (1959).
- [3] CAFLISCH R. : *Teilweise vorgespannter Beton : Versuche, Auswertungen und Schlussfolgerungen. Zusammenfassender Versuchsbericht* (Béton avec précontrainte partielle : essais, calculs, conclusions. Rapport résumé d'essais). Schweiz. Bauzeitung, 89. Jg. (1971), S. 561-568.
- [4] THURLIMANN B., CAFLISCH R. : *Teilweise vorgespannte Bauteile* (Éléments partiellement précontraints). Vorträge Betontag 1969. Tagungsbericht des Deutschen Betonvereins.
- [5] BACHMANN H. : *Versuche an teilweise vorgespannten Leichtbetonbalken unter Dauerlast* (Essais sur poutres en béton léger et partiellement précontraintes avec charges permanentes). Zement und Beton 76 (1974), S. 1-8.
- [6] BACHMANN H. : *Stahlbeton II* (Cours de béton armé et précontraint). Vorlesungsautographie, Ecole polytechnique fédérale de Zurich, 1972.
- [7] KAMMENHUBER J., SCHNEIDER J. : *Arbeitsunterlagen für die Berechnung vorgespannter Konstruktionen* (Manuel pour le calcul des ouvrages précontraints). Stahlton AG Zürich, 1974.
- [8] BENNETT E. W., JOYNES H. W. : *Fatigue strength of coldworked non-prestressed reinforcement in prestressed concrete beams* (Résistance à la fatigue des fers d'armatures passives écrouis à froid dans des poutres précontraintes). Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, London, March 1979.
- [9] BACHMANN H. : *Einfluss geneigter Spannglieder auf das Schubtragverhalten teilweise vorgespannter Betonbalken* (Influence des câbles inclinés sur le comportement à l'effort tranchant des poutres en béton partiellement précontraintes). Der Bauingenieur, 51 (1976), S. 251-258.
- [10] BACHMANN H., BACCHETTA A. : *Teilweise Vorspannung für Langschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern* (Précontrainte partielle pour le cisaillement longitudinal et la flexion transversale dans l'aile comprimée des poutres en béton). Beton- u. Stahlbetonbau, 73 (1978), S. 116-120.
- [11] CEB/FIP — *Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton* (Recommandations pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé et en béton précontraint). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin 1978.

3.3 Application de la précontrainte partielle pour les charges permanentes

La norme SIA de 1968, valable encore aujourd'hui, exige une précontrainte totale pour les charges permanentes, c'est-à-dire une valeur de $\kappa \geq M_g/M_q$. Les expériences faites jusqu'ici démontrent que cette règle est trop restrictive. Plusieurs exemples d'application (par exemple fondations, halles, etc.) montrent qu'un degré de précontrainte $\kappa < M_g/M_q$ peut être parfaitement judicieux et adéquat. Il ne faut pas limiter inutilement la liberté du constructeur. C'est pourquoi l'auteur propose de renoncer à l'avenir à cette restriction ; en effet, le constructeur choisira le degré de précontrainte adéquat pour des cas concrets, après avoir examiné les différents critères applicables.

3.4 Transition continue du béton armé à la précontrainte totale

La norme SIA exige dans tous les cas le calcul des contraintes σ_s et $\Delta\sigma_z$ après fissuration et limite ces contraintes à 150 N/mm². Sollicitée par ces contraintes, la pièce précontrainte n'aura que de petites fissures, qui se refermeront presque toujours complètement après la disparition de la charge utile [2]. L'introduction de cette limitation de contrainte était justifiée et compréhensible à l'époque, puisqu'on s'avancit sur un terrain encore inconnu. Appuyé sur les expériences, sur les connaissances nouvelles et sur les résultats d'essais réalisés jusqu'à ce jour, l'auteur du présent exposé pense qu'il est possible de renoncer à ce calcul des contraintes pour les éléments des bâtiments et des ponts, à moins qu'il ne s'agisse d'une sollicitation à la fatigue.

On a montré ici que les contraintes σ_s et $\Delta\sigma_z$ restaient automatiquement inférieures à celles que l'on obtient dans les sections du béton armé conventionnel, si l'on respecte les restrictions posées par la sécurité à la rupture. Cette réduction par rapport aux contraintes du béton armé est considérable pour des degrés de précontrainte moyens à forts. La précontrainte exerce ainsi une action très favorable sur les elongations et sur les ouvertures de fissures. L'expérience de la pratique a confirmé cet effet. En supprimant la limitation des contraintes, qui était inférieure à la limitation rencontrée dans le béton armé conventionnel, le calcul assurant une sécurité suffi-

sante à la rupture demeure cependant le critère de dimensionnement pour tous les degrés de précontrainte et donc aussi pour des sections faiblement précontraintes. On obtient ainsi une transition continue du béton conventionnel, par la précontrainte partielle, à la précontrainte totale.

4. Le dimensionnement à l'effort tranchant

En pratique, il existe plusieurs principes éprouvés pour le dimensionnement à l'effort tranchant des ouvrages partiellement précontraints. Ils peuvent être appliqués pour des degrés de précontrainte quelconques et assurent ainsi une transition continue entre le béton armé conventionnel et la précontrainte totale (par exemple, directives 17 et 34 de la norme SIA 162).

Les essais effectués à l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich [9] ont montré qu'il était très important de placer une armature passive longitudinale suffisante dans la zone de traction des pièces précontraintes partiellement et sollicitées à l'effort tranchant, spécialement dans les zones où les câbles sont inclinés, c'est-à-dire où ils ne touchent pas l'arête de traction. Cette armature empêchera l'apparition de trop grandes elongations sur l'arête de traction et entravera la progression des fissures dangereuses provoquées par la sollicitation simultanée à la flexion et à l'effort tranchant. On limite ainsi l'ouverture de ces fissures. L'armature peut être dimensionnée par la simple formule suivante⁶ :

$$A_{sQ} = \frac{Q}{\sigma_s}$$

Q représente l'effort tranchant à l'appui le plus proche et σ_s la contrainte de dimensionnement.

L'armature longitudinale A_{sQ} doit parcourir l'arête inférieure sur toute la longueur de la pièce et être ancrée en arrière des appuis (fig. 7). Cela est valable pour la poutre simple et la poutre à plusieurs portées. Pour les poutres à portées

⁶ Comparaison : La directive 34 de la norme SIA 162 (correspondant au paragraphe 11.2.4 de [11]) exige une armature longitudinale $A_{sQ} = \frac{5}{6} \frac{Q}{\sigma_s}$ pour une sollicitation à l'effort tranchant et prenant des bielles comprimées d'inclinaison $\tan \gamma = 3/5$.

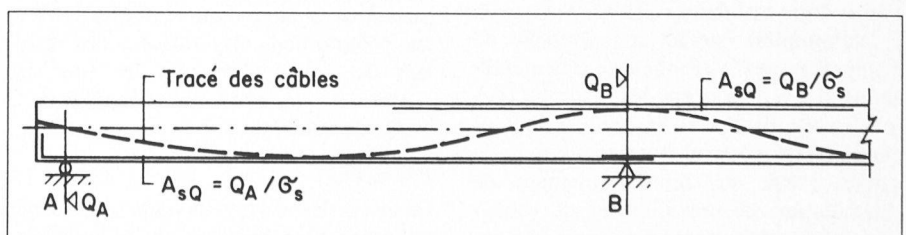


Fig. 7. — Armature passive sur l'arête de traction d'une poutre avec câbles inclinés (représentation schématique).

multiples, il faut également placer une telle armature dans les zones de traction de l'arête supérieure, ancrée dans la partie comprimée longitudinalement. On obtient ainsi une importante armature supérieure et inférieure dans la zone où le moment de flexion est nul ; cette armature peut aussi être utile si la valeur calculée des moments ne correspond pas exactement aux valeurs effectives.

5. Remarques finales

Le principe de dimensionnement des sections partiellement précontraintes pro-

posé ici se base volontairement sur des raisonnements simples. Il demeure toutefois très réaliste en s'appuyant sur dix années d'expérience dans le domaine de la précontrainte partielle en Suisse. Il est également adapté aux besoins de la pratique. *Il est souvent erroné de croire que l'on construira de meilleurs ouvrages en utilisant des calculs compliqués et des prescriptions savantes.* Il ne faut pas oublier qu'il est possible d'appliquer aveuglément des formules et d'effectuer plusieurs contrôles prescrits sans créer un ouvrage vraiment réussi. Les erreurs ne se situent pas seulement lors du calcul fastidieux, mais particulièrement dans l'élaboration de la construction.

L'auteur de ces lignes est convaincu qu'il faut utiliser les procédés le plus simples permettant à l'ingénieur de comprendre parfaitement ce qu'il calcule. *L'économie de chaque calcul de contrôle représente pour l'ingénieur un gain de temps à consacrer à la réflexion.* Et c'est précisément cette réflexion qui ne devrait pas être entravée par des principes ou des normes servant au dimensionnement.

Adresse de l'auteur :

Hugo Bachmann, professeur
Institut für Baustatik und Konstruktion
ETH - Hönggerberg
8093 Zurich

Programmes de calcul pour la détermination des besoins énergétiques des bâtiments

Projet de recherche de l'Agence internationale de l'énergie (AIE)

par Thomas Frank, Dubendorf

Dans le cadre du programme de recherche de l'AIE « Utilisation rationnelle de l'énergie dans les bâtiments », 17 programmes de calcul des besoins énergétiques des bâtiments ont été soumis à un test comparatif très complet. L'objectif principal de ce test était de vérifier les méthodes de calcul utilisées ; la première phase de comparaison a déjà permis de dégager quelques conclusions importantes qui seront brièvement exposées ici. Un rapport final complet paraîtra à la fin de l'année 1979.

C'est sur la base du programme CAL-ERDA, provenant des Etats-Unis, que nous nous proposons de donner une idée de la structure d'un programme de calcul relatif aux besoins énergétiques.

Définition du problème

La détermination du comportement thermique dynamique de bâtiments qui tiennent compte du climat variable régnant à l'extérieur et à l'intérieur du bâtiment, des caractéristiques géométriques et physiques de la construction, des sources de chaleur internes ainsi que du système de chauffage et de refroidissement existant, représente un problème complexe ne pouvant pratiquement être résolu qu'à l'aide d'un ordinateur. Pour évaluer la consommation énergétique annuelle de bâtiments, des méthodes de calcul statiques peuvent fournir des résultats tout à fait raisonnables si les problèmes sont simples. En déterminant les charges de pointe (base du dimensionnement de l'installation de chauffage et de refroidissement), il faut toutefois tenir compte également des phénomènes dynamiques d'accumulation qui se produisent dans

un bâtiment. Les programmes de calcul discutés ici ont été développés en premier lieu pour résoudre ce problème de la technique de climatisation. Leur utilisation pour des bâtiments d'habitation non climatisés n'est donc possible que sous certaines réserves (en fonction des conditions marginales définies pour les différentes méthodes de calcul).

Le grand nombre de paramètres de calcul exigeait, pour le test comparatif, des opérations systématiques ; il fallait, en premier lieu, trouver des réponses aux questions de savoir où et pourquoi dans les programmes apparaissent des résultats de calcul différents les uns des autres. A cet effet, on a appliqué la méthode suivante :

Phase I :

Examen des divers facteurs d'influence en utilisant les spécifications de bâtiments fictifs et en augmentant le degré de difficulté :

- passage de chaleur non stationnaire à travers des éléments de construction opaques ;
- gain de chaleur par l'insolation de surfaces opaques ;
- passage de chaleur et de radiations par des surfaces vitrées ;
- comportement dynamique du bâtiment par suite de l'insolation ;
- comportement dynamique du bâtiment dû aux sources de chaleur internes.

L'influence des pertes par aération sur le bilan énergétique et les méthodes de calcul s'y rapportant n'ont pas été soumises ici à une analyse détaillée, car ces problèmes font l'objet d'un vaste projet de recherche (annexe VII).

Phase II :

Calculs comparatifs établis en relation avec un bâtiment réel dont les données de consommation en énergie et de météorologie sont connues, et ceci pour une période prolongée.

La première phase de comparaison est maintenant terminée, tandis que la seconde est encore en cours d'exécution. Des 17 programmes ayant fait l'objet de la phase I, seuls 9 ont été retenus pour la seconde phase. Cette réduction est due, d'une part, à la complexité du bâtiment pris comme modèle de comparaison et, d'autre part, à certaines insuffisances constatées dans les procédés de calcul de divers programmes. Dans ce qui suit, seuls les problèmes rencontrés au cours de la première phase comparative seront brièvement expliqués.

Résultats obtenus lors de la première phase de comparaison

Les programmes de calcul testés peuvent être répartis, grosso modo, en trois catégories :

- Programmes basés principalement sur la méthode de calcul ASHRAE¹ (Response factors — Weighting factors).