

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 116 (1990)
Heft: 12

Artikel: Déformation et fissuration
Autor: Jaccoud, Jean-Paul
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-77261>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 15.03.2025

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

Déformation et fissuration

1. Introduction

Les règlements modernes pour le calcul des structures porteuses exigent un double contrôle, de la sécurité d'une part et de l'aptitude au service d'autre part. La présente contribution a pour objectif de présenter ou de rappeler quelques-unes des vérifications de l'aptitude au service exigées par la nouvelle norme SIA 162 [1]¹, en l'occur-

PAR JEAN-PAUL JACCOUD,
LAUSANNE

rence celles concernant la déformation et la fissuration, cela dans la perspective d'indiquer où l'outil informatique peut faciliter la tâche de l'ingénieur dans ce travail de vérification. On signalera en outre certains choix ou décisions qui, en dépit de l'apport considérable de l'informatique, incombent encore à l'ingénieur projeteur. Notre intention ici n'est en revanche pas d'expliquer dans le détail les bases ou l'application des procédures de calcul exposées dans la norme. Au besoin, il suffira de s'en référer à la littérature spécialisée [2] [3].

Les vérifications de l'aptitude au service pourront être effectuées à partir des sollicitations internes (moments, efforts tranchants, efforts normaux) calculées en supposant que la structure se comporte élastiquement (voir norme SIA 162, art. 3 32 2). Des essais et certaines analyses non linéaires [5] [6] ont en effet montré que les redistributions de moments sont généralement faibles sous charges de service; elles peuvent par conséquent être négligées pour autant que la répartition de l'armature ne s'écarte pas trop d'une distribution découlant du calcul élastique (redistribution des moments n'excédant pas 25% en cas de dimensionnement selon la théorie de plasticité).

2. Contrôle de la déformation

Il est notoire que les déformations réelles sous charges de service d'une structure en béton sont bien plus grandes (de trois à douze fois plus!) que celles calculées dans l'hypothèse d'un matériau homogène et élastique. Cela est dû aux effets du fluage et du retrait, d'une part, et à ceux de la fissuration, d'autre part. A l'article 3 34 41 de la

norme SIA 162 il est dit que les déformations d'une structure porteuse en stade fissuré (courbure, flèche, rotation) pourront être calculées à partir de valeurs extrêmes. Une borne inférieure résulte d'un calcul en admettant le béton non fissuré et en tenant compte de l'armature (stade I). Une borne supérieure résulte d'un calcul supposant le béton tendu entièrement fissuré (stade II-nu). La valeur effective de la déformation est située entre ces deux valeurs extrêmes (fig. 1).

A l'article 3 34 42 de la norme SIA 162 il est indiqué une méthode simple pour estimer la flèche probable à long terme dans le cas des bâtiments ou des structures sollicitées de manière analogue. La flèche à long terme sous les charges quasi permanentes ou fréquentes est définie par les relations suivantes exprimées sous forme graphique à la figure 1:

si la structure est non fissurée

$$(M_{ser} < M_r): \\ w = (1 + \varphi) \cdot w_c$$

si la structure est fissurée ($M_{ser} \geq M_r$):

$$w = \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \eta \cdot (1 - 20 \rho') \cdot w_c$$

Les différents termes intervenant dans ces équations sont définis en détail dans la norme. Bornons-nous à faire ici quelques commentaires qui pourront se révéler utiles pour les applications pratiques.

L'ordinateur apporte naturellement une aide précieuse pour calculer la flèche élastique w_c dans le cas de dalles de forme et de conditions d'appuis complexes. Cette flèche élastique sera

calculée avec la rigidité des sections de béton uniquement (sans tenir compte de l'armature) et en prenant pour le module d'élasticité E_c une valeur sous sollicitation de courte durée telle celle indiquée à l'article 5 18 de la norme SIA 162. Il s'agira d'une valeur généralement comprise entre 30 et 35 kN/mm² pour les bétons ordinaires. Dans le cas de structures précontraintes, w_c devra être calculé en tenant compte de l'effet soulageant dû aux forces de déviation des câbles de précontrainte [3].

Il incombe à l'ingénieur de déterminer laquelle des deux relations précédentes il faut appliquer. Pour ce faire, il s'agit de comparer les moments de flexion M_{ser} calculés sous les charges quasi permanentes au moment de fissuration M_r . En cas de doute ou lorsque les moments de service sont très voisins du moment de fissuration, on tiendra compte des conséquences néfastes pour les éléments du second œuvre (fissuration des galandages) d'un dépassement possible des flèches calculées. On tiendra compte aussi du caractère aléatoire de la résistance du béton à la traction et du risque de fissuration prématurée, en raison des actions indirectes (température, retrait, etc.) et des surcharges variables ou temporaires. Pour apprécier si la structure est fissurée ou non et, le cas échéant, juger de l'importance des zones fissurées, l'ordinateur pourra faciliter le travail de l'ingénieur en lui fournissant des résultats sous forme numérique ou graphique indiquant les zones où $M_{ser} \geq M_r = W_c \cdot (f_{ct} - N/A_c)$. Dans le cas des structures précontraintes, on ne tiendra compte de l'effort normal N résultant de la précontrainte que pour autant que l'on est sûr qu'il s'exerce effectivement dans l'élément considéré. En particulier dans les dalles de bâtiment, on ne peut souvent pas compter sur cet effort normal étant donné que les déforma-

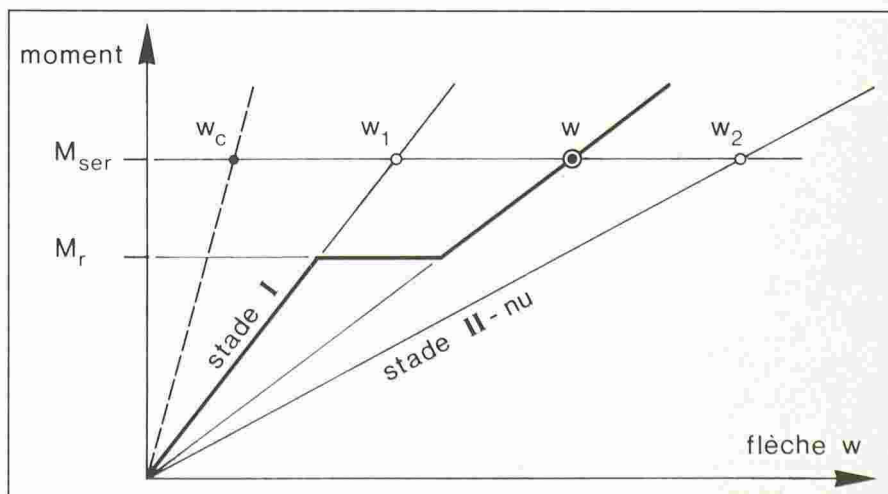


Fig. 1. - Valeurs extrêmes et valeur probable de la flèche tenant compte du fluage et de la fissuration.

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

tions des dalles sont entravées par la présence de nombreux murs et noyaux. Dans le cas où la structure est fissurée, le facteur η est un coefficient de correction tenant compte des effets de l'armature, de la fissuration et du fluage du béton pour des conditions courantes (coefficient de fluage ϕ admis égal à 2,5). Il s'agit d'un coefficient global de correction, dont la valeur est définie dans le tableau 8 de la norme SIA 162 en fonction de la valeur moyenne du pourcentage géométrique ρ de l'armature sollicitée en traction dans la travée ou le champ considéré. De manière quelque peu semblable à ce qui se passe pour la capacité portante, la flèche d'une structure fissurée en béton est en effet dépendante de la totalité de l'armature tendue mise en œuvre dans le champ considéré et non pas seulement de l'armature tendue présente à l'endroit où l'on calcule la flèche [4] [5] [6]. Ce pourcentage moyen ρ pourra être estimé sur la base de l'expérience. Compte tenu de la dépendance relativement élevée du facteur η de la valeur de ρ , l'ingénieur sera souvent enclin à vouloir déterminer plus précisément cette valeur. Cette détermination peut donner lieu à des calculs relativement fastidieux comme nous l'avons montré dans un exemple de dalle champignon [2]. Là de nouveau, l'ordinateur pourra apporter une aide appréciable. Cette méthode simplifiée pour estimer la flèche à long terme peut également être appliquée dans le cas de dalles nervurées ou de dalles avec sommiers. Il est indiqué à l'article 3 34 43 de la norme que le calcul peut dans ce cas être effectué avec une section rectangulaire ayant mêmes hauteur et moment d'inertie que la section effective. Pour estimer cette dernière, on tiendra compte d'une largeur participante réduite de la dalle ou table de compression telle celle définie à la figure 2.

3. Contrôle de la fissuration

Il est un fait reconnu que l'apparition de fissures est souvent inévitable dans les ouvrages en béton soumis à des sollicitations diverses résultant des charges ou des déformations imposées par suite du retrait et de variations de température. Il est par conséquent nécessaire en général de limiter cette fissuration à un niveau acceptable, tant pour l'usage de la structure que pour sa durabilité et son bon aspect. Pour les ouvrages courants du bâtiment ou des travaux publics, et en l'absence de performances particulières (voir art. 3 33 23 de la norme SIA 162), une telle limitation de la fissuration est généralement obtenue par la mise en œuvre des dispositions mentionnées à l'article 3 33 3. Ces dispositions et les contrôles requis sont gradués en fonction du niveau d'exigences. Il est de la responsabilité de l'ingénieur de fixer ce niveau d'entente avec le maître de l'ouvrage, compte tenu des contraintes d'exploitation, du niveau de qualité souhaité et de considérations d'ordre économique (voir art. 3 30 4 de la norme). A cet égard, il faut être conscient que l'ouverture des fissures risquant d'apparaître – influençant directement la qualité de l'ouvrage – est en première approximation inversement proportionnelle à la quantité d'armature passive mise en œuvre.

Concernant plus particulièrement l'aspect vérifications par le calcul, ces mesures comprennent deux volets importants:

- la mise en place d'une armature minimale
- la limitation des contraintes dans les barres d'armature.

3.1 Armature minimale

La mise en place d'une armature minimale est indispensable pour assurer une fissuration répartie et, par là, un comportement ductile des structures béton, qu'elles soient précontraintes ou non, cela afin d'éviter:

- l'apparition de larges fissures isolées, par suite notamment de déformations imposées;
- des ruptures prématurées de type fragile en cas de sollicitation imprévue ou accidentelle (par exemple séisme).

L'armature minimale nécessaire doit être capable de reprendre sans se plastifier les sollicitations internes correspondant à la fissuration du béton, d'une part, et le cas échéant de limiter les ouvertures de fissures à des valeurs acceptables, d'autre part [3] [7]. La section d'armature minimale $A_{s,min}$ qui en découle est définie comme suit, dans le cas d'exigences normales, à l'article 3 33 4 de la norme SIA 162:

$$A_{s,min} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_{ct} \cdot A_{ct}}{f_y}$$

Dans le cas d'exigences élevées, l'armature minimale ainsi déterminée sera majorée d'au moins 30% (art. 3 33 32). L'ordinateur pourra éventuellement faciliter le dimensionnement de cette armature, notamment en ce qui concerne la détermination des facteurs α , dont la valeur est définie en fonction de l'espacement des barres d'armature dans le tableau 7 de la norme, et β , dont la valeur est définie à la figure 3.

Le facteur β permet de tenir compte de la répartition des contraintes de traction au sein de la section. Il est admis égal à 0,5 dans le cas de la flexion (diagramme triangulaire) et sa valeur varie entre 0,85 et 0,5 en fonction de l'épaisseur de l'élément considéré dans le cas de la traction. Ces dernières valeurs

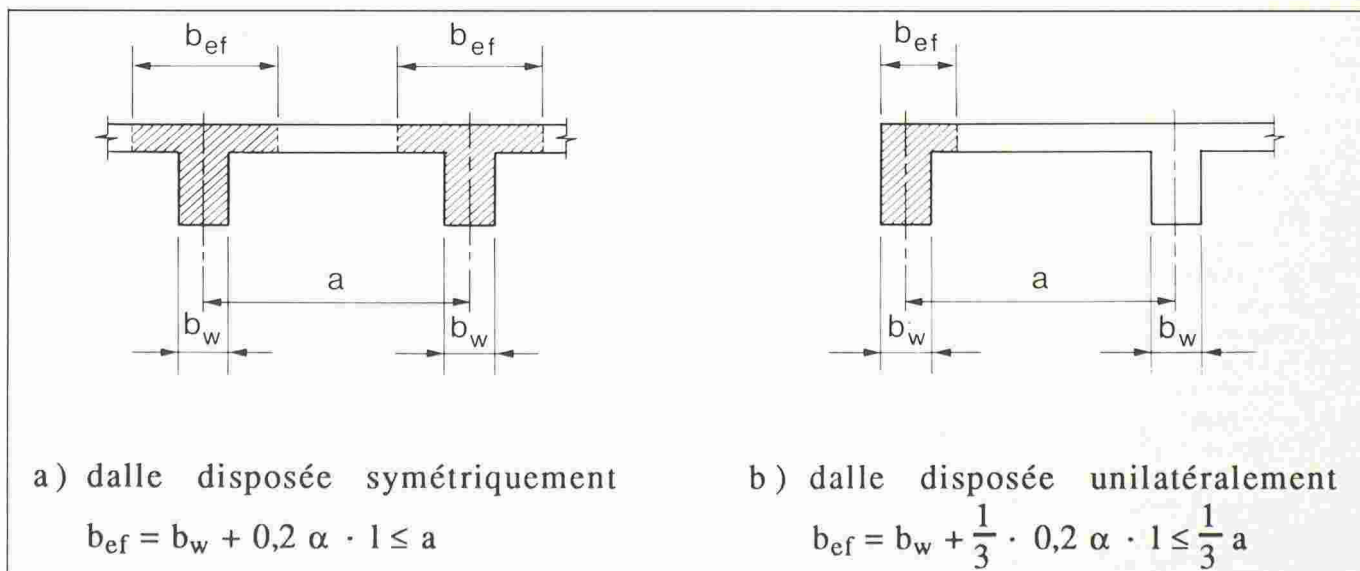


Fig. 2. - Largeur participante dans le cas de poutres à section en T.

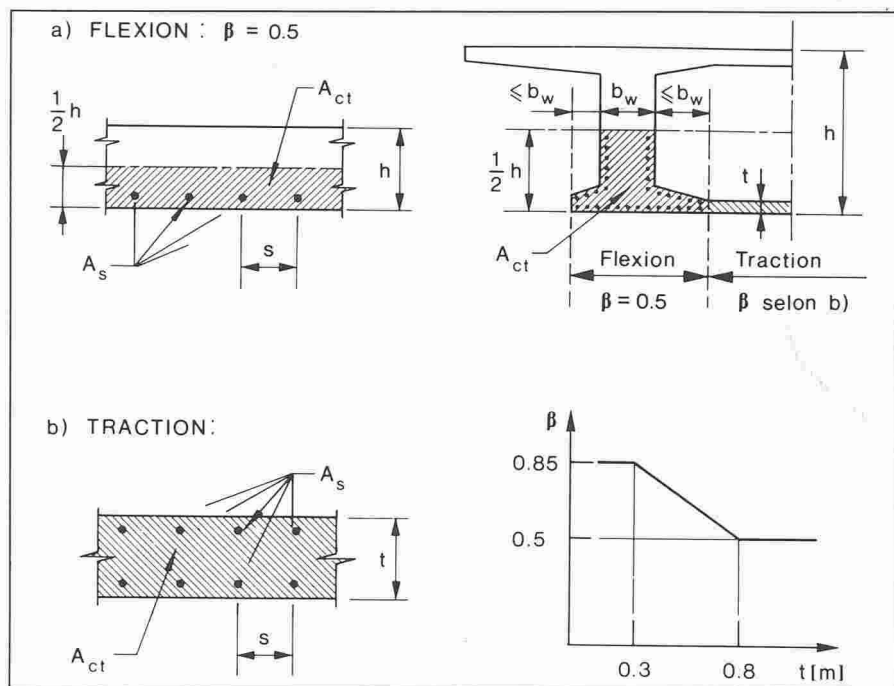


Fig. 3. - Définitions de l'aire déterminante A_{ct} de la section de béton tendu et du facteur β .

tiennent compte des effets favorables résultant d'états de contraintes auto-équilibrés et d'amorces de fissures, d'autant plus importants que les pièces sont massives.

Il appartient à l'ingénieur de juger de cas en cas, tout d'abord si une armature minimale est nécessaire (voir art. 3 33 31, 3 33 44 et 4 22 de la norme) et, si oui, pour quel niveau d'exigences elle doit être dimensionnée (art. 3 33 2). Le cas échéant, c'est l'ingénieur - et non l'ordinateur - qui déterminera si cette armature minimale doit être dimensionnée pour des sollicitations de flexion ou de traction. Pour cela, l'ingénieur doit estimer qualitativement l'allure des sollicitations et des contraintes résultant de l'entrave aux déformations imposées, pouvant apparaître durant toutes les phases d'exécution et d'exploitation de l'ouvrage.

Dans le cas d'un bâtiment sans joints de grandes dimensions, de forme complexe et présentant des murs de contreventement et des noyaux multiples, le libre raccourcissement des dalles par suite du retrait ou d'un abaissement de température sera empêché; il sera par conséquent nécessaire d'y placer une armature minimale de traction pure, répartie sur les faces inférieure et supérieure, si l'on veut éviter l'apparition de larges fentes (fig. 4). Au contraire, on pourra y renoncer ou éventuellement ne placer qu'une armature minimale de flexion sur la face tendue si l'on a prévu des joints permettant le libre raccourcissement de chaque partie du bâtiment.

Dans le cas d'un tablier de pont en béton, fréquemment réalisé par étapes, il est en général nécessaire de disposer

une armature minimale longitudinale, dimensionnée pour la flexion ($\beta = 0,5$) dans les âmes et les parties proches des membrures, et dimensionnée pour la traction ($\beta = 0,85 \div 0,5$) dans les dalles

et les parapets (fig. 5). On peut en effet s'attendre à ce type de sollicitations sous l'effet de retrait et de variations de température différentiels, aussi bien pour l'ouvrage en service que lors de son exécution (fig. 5).

Précisons enfin que l'armature minimale éventuellement nécessaire ne doit pas être cumulée avec l'armature calculée par ailleurs afin d'assurer la sécurité structurale vis-à-vis des sollicitations dues aux charges. Ainsi par exemple, dans le cas d'une dalle, l'armature de flexion nécessaire sous l'effet des charges peut être calculée avec l'aide de l'ordinateur au moyen des conditions de plasticité définies à l'article 3 25 23 de la norme. Il s'agira alors de veiller à placer une armature au moins égale à l'armature minimale requise, dans les zones où le résultat d'un tel calcul indique qu'une armature est superflue ou qu'une très faible armature est suffisante (fig. 6).

3.2 Limitation des contraintes

Dans le cas d'exigences élevées à l'égard de la fissuration, il est nécessaire de limiter les contraintes dans l'armature, calculées en section fissurée sous les sollicitations dues aux charges. Un tel contrôle n'est en revanche pas nécessaire

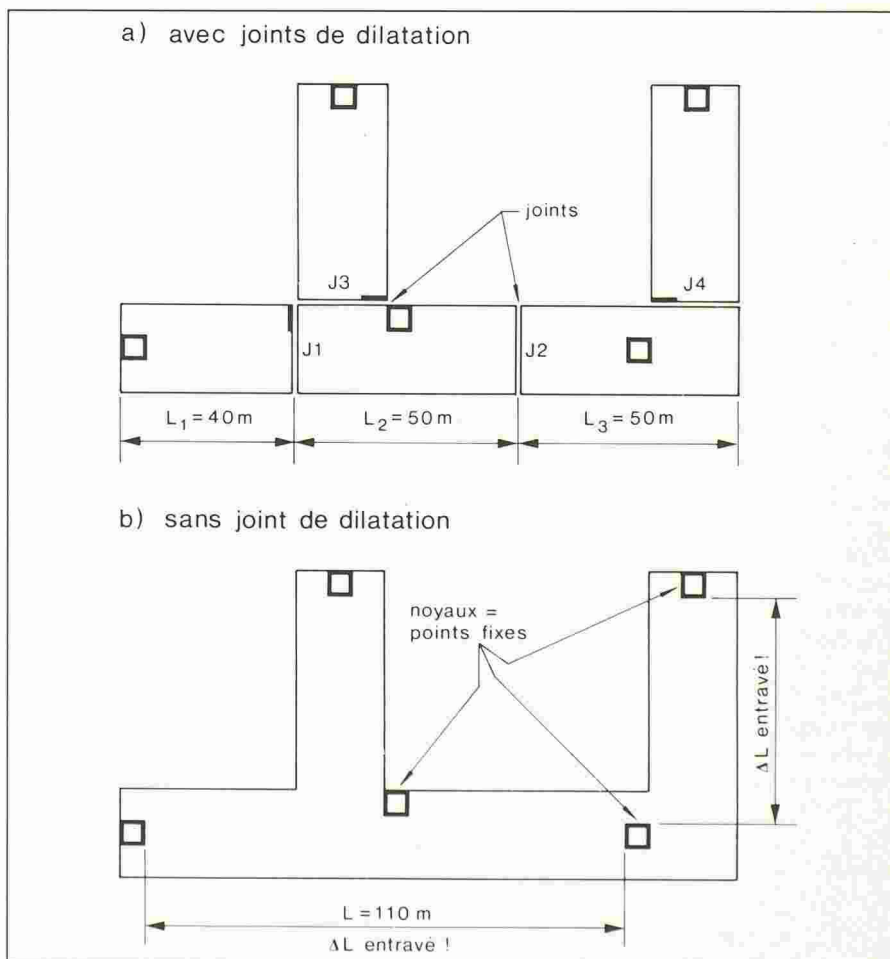


Fig. 4. - Répercussion de la conception du bâtiment sur l'armature minimale nécessaire.

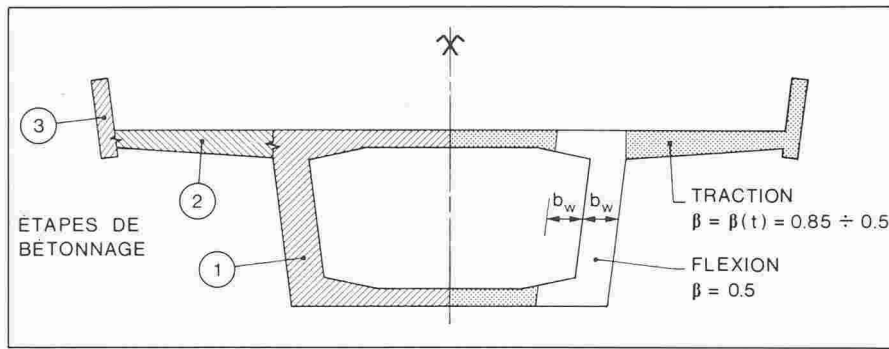


Fig. 5. - Etapes de bétonnage d'un tablier de pont présentant un retrait différentiel par rapport aux étapes précédentes et valeurs indicatives de β .

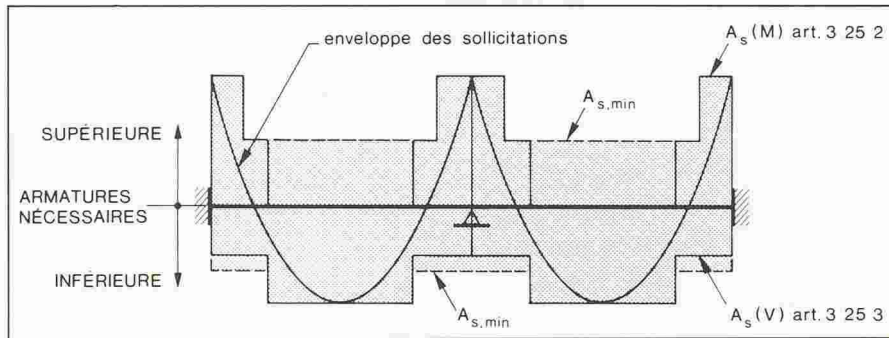


Fig. 6. - Armature totale nécessaire dans une dalle unidirectionnelle dont le raccourcissement est entravé.

dans le cas d'exigences normales. Dans ce dernier cas en effet, l'armature requise pour la sécurité structurale sera généralement suffisante pour assurer un comportement satisfaisant si elle a été disposée de manière judicieuse, c'est-à-dire en respectant notamment les règles de construction énoncées au chapitre 4 de la norme SIA 162. L'article 3 33 5 de la norme prescrit une double vérification en cas d'exigences élevées.

On doit tout d'abord s'assurer que les contraintes calculées dans l'armature sous l'action des charges quasi permanentes ou fréquentes ne dépassent pas les valeurs admissibles indiquées à la figure 7, en fonction de l'espacement des barres d'armature, de la nature des sollicitations et de l'épaisseur de l'élément considéré. Signalons que le but de cette vérification est de limiter l'ouverture moyenne des fissures à la valeur $w_m = 0,15$ mm; cela sous les charges de longue durée qui sont en général seules déterminantes pour l'aspect et la durabilité de la structure. La valeur relativement sévère de w_m tient compte du fait que les ouvertures de fissures seront occasionnellement dépassées sous l'action des charges variables et des déformations imposées.

Afin de permettre la réalisation de cette vérification avec l'aide de l'ordinateur, signalons que les courbes de la figure 7 résultent de considérations fondées sur les théories usuelles de fissuration [3] [8]. Ces courbes sont définies par l'équation suivante dans laquelle il a été introduit $w_m = 0,15$ mm:

$$\sigma_{s,adm} = 250\,000 \frac{w_m}{60 + 1,3 \kappa \cdot s} \text{ [N, mm]}$$

où $\kappa = 0,5$ dans le cas de la flexion simple ($h \leq 0,2$ m) et $\kappa = 1,0$ dans le cas de la traction pure ou dans celui de la flexion de poutres de grande hauteur ($h \geq 1$ m), les courbes intermédiaires étant obtenues par interpolation. Les contraintes calculées dans l'armature sous le cumul des charges permanentes et quasi permanentes, ainsi que d'une action variable de courte durée, ne doivent en outre pas dépasser les valeurs maximales indiquées à l'article 3 33 57 de la norme. Cette seconde

Bibliographie

- [1] Norme SIA 162 «Ouvrages en béton», Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1989.
- [2] JACCOUD, J.-P.: «Vérification de l'aptitude au service», contribution aux journées d'étude «Nouvelles normes de structures de la SIA» à l'EPFL, *Documentation D040*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, août 1989.
- [3] FAVRE, R.; JACCOUD, J.-P.; KOPRNA, M.; RADOJICIC, A.: *Dimensionnement des structures en béton*, volume 8 du *Traité de génie civil de l'EPFL*, Presses polytechniques romandes, Lausanne, 1990.
- [4] *Manuel du CEB: Fissuration et déformations*, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1983.
- [5] TREVINO, J.: *Méthode directe de calcul de l'état de déformation et de contrainte à long terme d'une structure composée*, thèse 728, EPFL, Lausanne, 1988.
- [6] CHARIF, H.: *Réduction des déformations des structures en béton grâce aux bétons à hautes performances*, thèse en préparation, EPFL, Lausanne, 1990.
- [7] JACCOUD J.-P.: *Armature minimale pour le contrôle de la fissuration des structures en béton*, thèse 666, EPFL, Lausanne, 1987.
- [8] OELHAFEN, U.: «Rissnachweis», contribution aux journées d'étude des 12 et 13 octobre 1984 à l'EPFL sur le thème «Principes et conception de la nouvelle norme SIA 162», *Documentation 77*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1984.

vérification a pour but de s'assurer que les armatures ne soient pas plastifiées à l'état de service sous la superposition de toutes les charges et des déformations

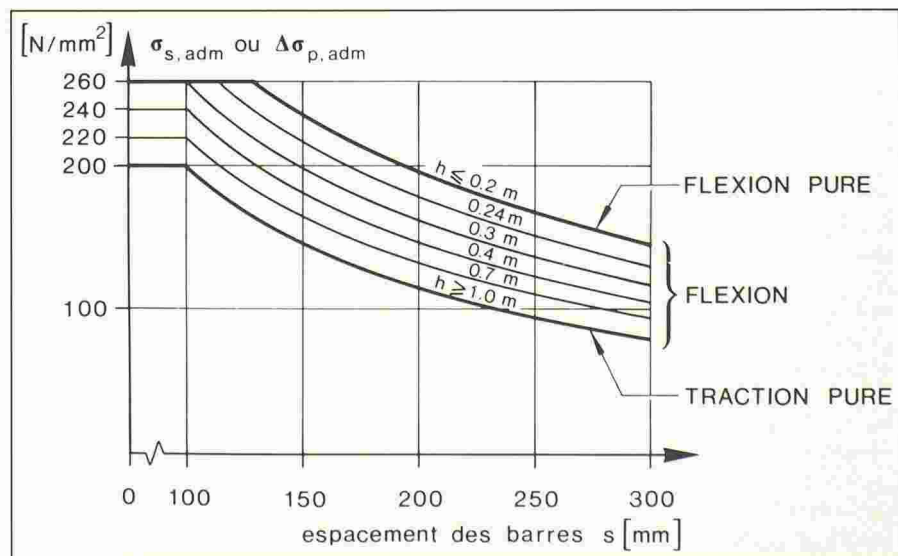


Fig. 7. - Valeurs admissibles de la contrainte dans les aciers d'armature passive $\sigma_{s,adm}$, ou de l'accroissement de contrainte dans les aciers de précontrainte $\Delta\sigma_{p,adm}$ par rapport à l'état de décompression.

imposées. Il n'est pas exigé de tenir explicitement compte de ces dernières dans les calculs et c'est pour cette raison que les contraintes maximales indiquées dans la norme sont nettement inférieures à la limite d'écoulement ou d'élasticité des aciers afin que l'armature ait une réserve pour absorber les déformations imposées.

Dans les cas courants, ces valeurs des contraintes σ_s dans l'armature pourront être calculées selon les méthodes usuelles, par exemple à l'aide des tables Hofacker. Il faut être conscient que ces tables ont été établies pour un rapport des modules d'élasticité de l'acier au béton $\alpha = E_s/E_c = 10$ qui est souvent très différent de la réalité, notamment en cas de sollicitations permanentes ou de longue durée. Les différences qui en

résultent pour les contraintes dans les aciers sont faibles dans le cas des poutres et dalles de béton armé et peuvent en général être négligées. Dans certains cas toutefois, il pourra se révéler utile d'estimer de manière plus réaliste les contraintes effectives dans les aciers d'armature compte tenu des effets du retrait et du fluage du béton. C'est en particulier nécessaire dans le cas des tabliers de ponts en béton précontraint. Un tel calcul étant long et fastidieux, l'ordinateur constituera un auxiliaire précieux pour le réaliser grâce à un programme section. Une difficulté réside dans l'histoire de chargement souvent complexe de l'ouvrage et la superposition d'états tenant compte des divers degrés de fissuration de la section. Une possibilité simple de contourner ce pro-

blème consiste à calculer les contraintes dans l'armature avec des valeurs moyennes du coefficient de fluage ϕ (ou du rapport des modules α) choisies raisonnablement: par exemple $\phi = 2$ à 3 ($\alpha = 20$ à 25) s'il s'agit d'estimer les contraintes sous charges quasi permanentes, et $\phi = 0,5$ à 1 ($\alpha = 10$ à 15) s'il s'agit d'estimer les contraintes sous le cumul des charges permanentes et variables.

Adresse de l'auteur:
Jean-Paul Jaccoud
Dr ès sc. techn.
Adjoint scientifique ISS-IBAP
EPFL-GC-Ecublens
1015 Lausanne

Actualité

Centrales nucléaires allemandes : risques considérablement réduits depuis dix ans

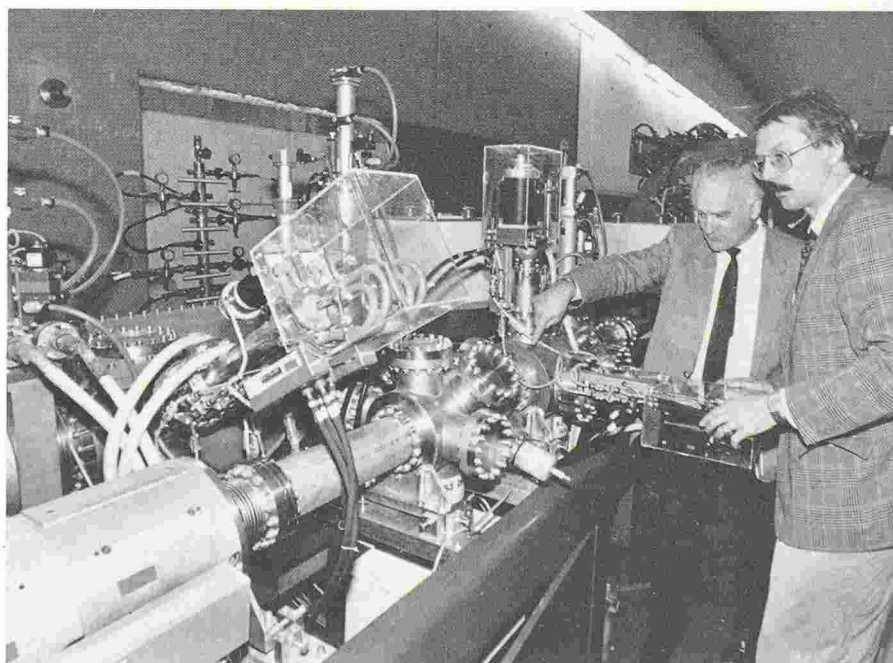
Si l'électricité doit toujours être considérée comme l'énergie clé de notre avenir, puisque d'elle dépendent étroitement la croissance économique et l'emploi, il s'agit désormais d'en faire une «énergie douce», produite de manière à ménager notre environnement naturel, c'est-à-dire de moins en moins par la combustion du charbon et du pétrole, devant déclarer récemment à Düsseldorf le patron d'un des gros fournisseurs allemands d'électricité, Veba AG.

De plus en plus en effet, l'opinion publique allemande admet que seul le recours au nucléaire pourrait être une réponse au problème que posent les émissions de gaz carbonique provenant des centrales thermiques traditionnelles alimentées aux hydrocarbures et au charbon.

Cette évolution est notamment liée à la récente présentation, à Bonn, d'une brillante étude sur les risques résiduels des centrales nucléaires allemandes. Due à M. Heinz Riesenhuber, et au terme de huit années de travaux de la Société allemande pour la sécurité des réacteurs nucléaires, cette étude porte sur les améliorations apportées aux systèmes de sécurité allemands depuis les événements survenus à la centrale américaine de Harrisburg, où l'on avait frôlé la catastrophe. Ses conclusions sont claires: au cours de cette dernière décennie, le risque résiduel des centrales nucléaires allemandes a été réduit de deux tiers. Il y a dix ans, on avait établi que, dans un réacteur à eau sous pression du type de celui qu'on trouve

à la centrale allemande de Biblis, on pouvait s'attendre à un accident allant jusqu'à la fusion du cœur du réacteur une fois toutes les 10 000 années de service. Ce risque est aujourd'hui passé à une fois tous les 30 000 ans. Quant au «superaccident» maximal prévisible, c'est-à-dire lorsqu'il y aurait fusion nucléaire sous haute pression entraînant la libération d'une très forte radioactivité - comme cela s'est produit à Tchernobyl -, le professeur

Adolf Birkhofer, président de la Société allemande pour la sécurité des réacteurs nucléaires, estime qu'il est «hautement improbable». Toujours selon cette étude, c'est tout au plus une fois tous les 300 000 ans qu'une fusion nucléaire à basse pression pourrait avoir lieu, qui libérerait très peu, voire pas du tout, de radioactivité. Mais, explique le professeur Birkhofer, c'est un cas que l'on peut de toute façon exclure «selon les critères de la raison pratique».



M. Karlheinz Weimar (à droite), ministre de l'Environnement du Land de Hesse, se fait expliquer par le professeur Rudolf Bock (à gauche) les problèmes de sécurité d'un accélérateur d'ions lourds.