

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses

Band: 109 (1983)

Heft: 3

Artikel: Problèmes relatifs au dimensionnement des poutres mixtes à âme mince

Autor: Dubas, Pierre

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-74919>

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: 16.01.2026

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

- [15] Bureau technique Piguet Ingénieurs-conseils SA, Lausanne.
- [16] Stahlton AG: *Stützstreifenvorspannung. Berechnungsgrundlagen*, Eigenverlag 1974.
- P. MARTI, P. RITZ, B. THÜRLIMANN. *Prestressed Concrete Flat Slabs*. IABSE Surveys S-1/77 (Association internationale des ponts et charpentes).
- Dr. W. WÜTHRICH. Electrowatt Engineering Services Ltd. *Posttensioned concrete flat slabs in building design and construction — the support-strip method*. The Ninth International Congress of the FIP 1982.
- Ramasubba NARAYANAN et J. SCHNEIDER, Zurich. *Calcul et dimensionnement de dalles plates précontraintes à l'aide d'un ordinateur de table*. Ingénieurs et architectes suisses, n° 22, oct. 82.
- [17] W. A. SCHMID. Locher et Cie Zurich. *Einfluss des Kriechens, Schwindens und der Temperaturänderungen in Stahlbetonkonstruktionen*. Association internationale des ponts et charpentes. Symposium de Madrid, 1970.
- [18] Ateliers de constructions mécaniques de Vevey SA.
- P. TAKIS VELIOTIS. *A Solution to the Series Production of Aluminium LNG Spheres*. The Society of Naval Architects and Marine Engineers, November 1977.

Adresse de l'auteur:
Maurice Cosandey, professeur
Président du Conseil des Ecoles polytechniques fédérales
3001 Berne

Zusammenfassung

Aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen werden heute schlanke Stehbleche ohne Längsseifen ausgebildet, so dass die überkritischen Beulreserven ausgenutzt werden. Bei Verbundkonstruktionen sind für jede Beanspruchung andere Querschnittswerte (reine Stahlquerschnitte oder Verbundquerprofile) zu berücksichtigen. Die für die Bestimmung des Biege- und des Schubwiderstandes von Verbundträgern mit dünnwandigen Stehblechen auftretenden Probleme werden untersucht und einfache Lösungsmöglichkeiten vorgeschlagen.

Problèmes relatifs au dimensionnement des poutres mixtes à âme mince

par Pierre Dubas, Zurich

Résumé

Les critères d'économie amènent à l'heure actuelle à réaliser des âmes élancées sans raidisseurs longitudinaux, travaillant largement dans le domaine de voilement postcritique. Dans les ouvrages mixtes, les sollicitations s'appliquent à des sections différentes, sans liaison ou avec liaison à la dalle. On examine les problèmes qui en découlent pour la détermination de la résistance ultime des poutres mixtes à âme mince fléchie ou cisaillée; des solutions simples sont présentées.

vées ainsi que des conditions d'appui favorables pour les sous-panneaux. Ces caissons s'appuient sur des raidisseurs verticaux, principaux et intermédiaires. Les premiers servent de montants représentant la composante postcritique des efforts tranchants; de plus, ils font partie des entretoisements, en treillis ou en cadre comme pour l'ouvrage représenté à la figure 1.

Pour simplifier la fabrication, on placera les nervures longitudinales à l'extérieur tout en laissant les raidisseurs verticaux à l'intérieur. Cette disposition, visible à la figure 2, évite les intersections toujours onéreuses et qui limitent l'em-

Summary

At the present time economical criteria lead to slender webs without longitudinal stiffeners, so that the postcritical behaviour must be taken into consideration. For composite structures different section properties have to be introduced (steel section or composite sections). The problems arising for the computation of the bending and the shear resistance of composite girders with slender web are discussed; simple solutions are presented.

ploï du soudage automatique. L'introduction du moment tordant dans la nervure longitudinale, dû à la rigidité flexionnelle du montant vertical, conduit toutefois à une distorsion locale réduisant l'efficacité du raidissement longitudinal [1]¹. Il est en effet difficile de disposer des diaphragmes prolongeant les raidisseurs verticaux.

A l'heure actuelle, la tendance est de supprimer le raidissement longitudinal même pour des âmes hautes, près de

Evolution dans le raidissement des âmes

Jusqu'à la parution, en 1979, de la dernière édition de la norme SIA 161, on ne tenait pas compte explicitement des réserves de voilement postcritiques; on se contentait de les escompter forfaitairement en abaissant à 1,3 le coefficient de sécurité y relatif. Pour les âmes de ponts mixtes, dépassant souvent deux mètres de hauteur, un raidissement longitudinal était donc indispensable pour garantir une épaisseur économique.

Les ouvrages conçus avant 1970 environ comportent une ou plusieurs files de nervures longitudinales, souvent en augets trapézoïdaux pour assurer des rigidités flexionnelle et torsionnelle éle-



Fig. 1. — Raidissement du viaduc de Flamatt (1970); hauteur de la poutre 3740 mm, épaisseur en travée 10 mm; portées 51 + 63 + 71 + 63 + 8 × 50 + 36 m.

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

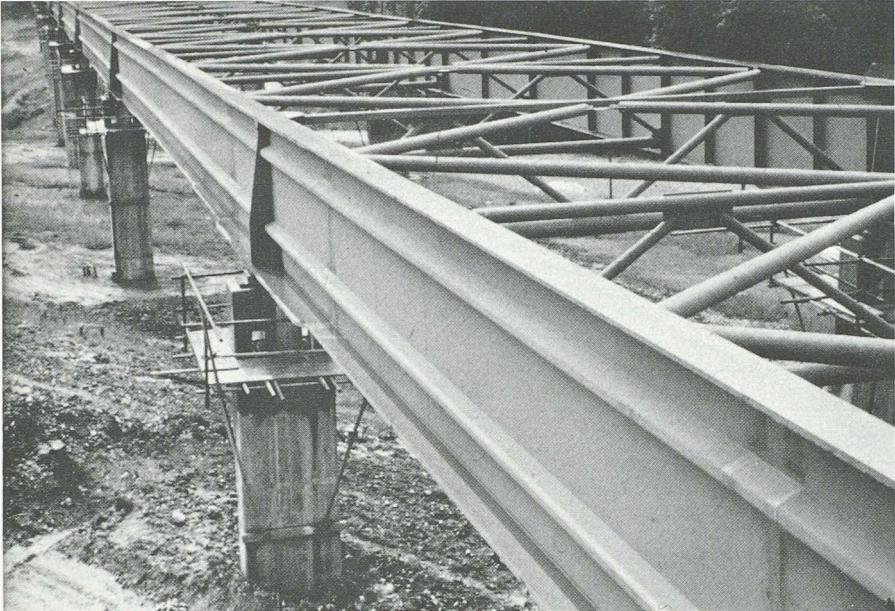


Fig. 2. — Viaduc sur la Sorge en cours de montage (1973); hauteur des poutres 2100 mm, épaisseur en travée 10 mm; portées 23 + 3 × 30 + 43,5 + 4 × 36,5 + 37,5 m.

4 m avec une épaisseur de 16 mm en travée pour les poutres visibles à la figure 3. Des comparaisons de prix ont de plus conduit à ne prévoir des raidisseurs verticaux qu'au droit des cadres d'entretoisement, espacés de près de 7 m. Le supplément d'épaisseur des âmes, par rapport à celle prévue lors de la soumission, est largement compensé par le gain de poids et surtout par la réduction de main-d'œuvre dus à la suppression des montants intermédiaires.

Des âmes si élancées ne sont bien entendu possibles que dans le cadre d'une utilisation systématique des réserves postcritiques.

Résistance ultime à la flexion des poutres à âme mince

Pour faciliter la compréhension des propos concernant les poutres mixtes, nous

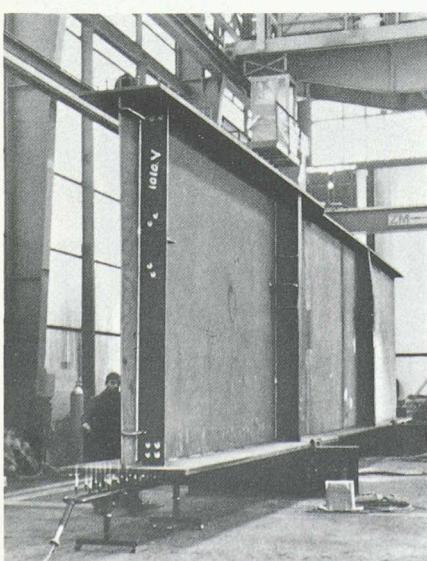


Fig. 3. — Fabrication de tronçons du pont Napoléon sur la Saline (1982); hauteur des poutres env. 3800 mm, épaisseur en travée 16 mm; portées 69 + 78 + 83 + 60 + 40 m.

résumerons d'abord le calcul de la résistance ultime des poutres à âme mince fléchies. La norme SIA 161/1979 part en principe de l'hypothèse introduite par von Kármán [2]: pour une tôle soumise à une compression uniforme, la largeur utile $b_e \leq b$ correspond à une contrainte critique (σ_{crB})_e = σ_{max}^* . Cette contrainte max à l'arête, due à la redistribution des compressions dans le domaine postcritique, atteint généralement la limite élastique σ_f . Le rapport de la largeur utile b_e à la largeur géométrique b s'écrit dès lors sous la forme:

$$b_e/b = \sqrt{\sigma_{crB}/\sigma_f} = 1/\bar{\lambda}_B$$

Pour généraliser cette relation en l'appliquant au cas de la flexion composée, il suffit de remplacer b par la largeur b_c de la zone comprimée ([3] p. 94). On tient compte des imperfections, c'est-à-dire de flèches initiales conformes aux tolérances (norme SIA 161, 5 094) et de contraintes résiduelles d'intensité modérée, en introduisant un facteur de réduction de 0,9, ce qui donne la formule (19) de la norme.

La figure 4 montre l'application de ce procédé à l'âme d'une poutre fléchie symétrique, avec $b_c = b/2$. La largeur utile b_e de la zone comprimée est expri-

mée d'abord de façon générale en fonction du facteur d'élancement $\bar{\lambda}_B$; elle est ensuite spécifiée pour un coefficient de voilement $\kappa = 23,9$, correspondant à un appui articulé le long des semelles. Conformément aux indications de la norme, la largeur utile est en première approximation «répartie à parts égales sur les deux côtés de la zone comprimée». Comme la valeur b_c est définie par l'axe neutre $n - n$ de la section complète, l'excentricité e à l'axe neutre $n_e - n_e$ de la section réduite conduit à un certain accroissement de la région comprimée adjacente; ceci correspond à la réalité physique puisque les contraintes sont ici nettement inférieures à celles régnant près de la semelle comprimée.

Lorsque l'âme est sollicitée en flexion composée, par exemple quand la poutre n'est pas symétrique, la méthode reste applicable: il suffit d'introduire le coefficient κ adéquat. Le tableau I montre que, pour une âme avec une traction atteignant au moins $1/4$ de la compression, la largeur utile ne dépend pratiquement pas du rapport $\sigma_{inf}/\sigma_{sup}$ et s'écrit en sécurité

$$b_e/2 \approx d \cdot \sqrt{E/\sigma_f}$$

soit $30 \cdot d$ pour l'acier Fe 360 et $25 \cdot d$ pour l'acier Fe 510 (tableau I).

Tant pour les considérations précédentes que pour celles qui vont suivre, nous avons admis que la semelle comprimée travaille en section complète, c'est-à-dire que le rapport $2c/t$ de la largeur de cette semelle à son épaisseur satisfait aux conditions de la norme (tableau 12, mieux tableau 3, même pour un calcul élastique de la résistance ultime des sections).

Particularités pour les poutres mixtes fléchies

Remarques liminaires

Les ouvrages mixtes sont généralement contrôlés à la ruine selon procédé (1) de la norme, en calculant élastiquement tant les sollicitations que la résistance ultime des sections. Les conditions à respecter pour le procédé (3), selon tableau 22 de la norme, conduisent en ef-

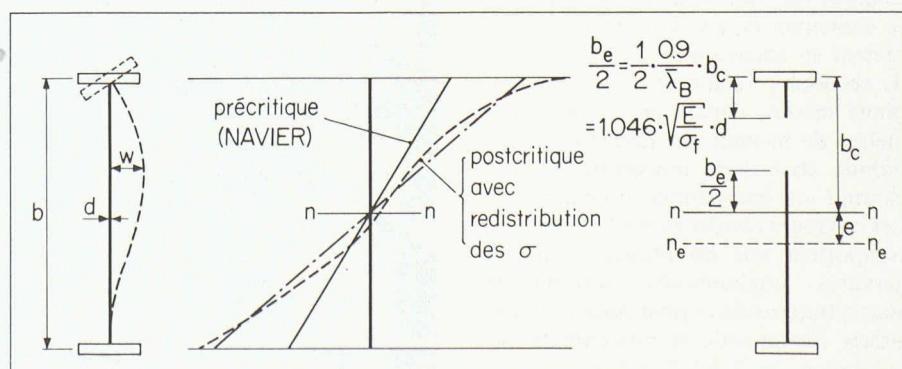


Fig. 4. — Comportement postcritique de l'âme mince d'une poutre fléchie; modèle pour le calcul de la section réduite d'une poutre symétrique.

TABLEAU I

$\sigma_{\text{inf}} / \sigma_{\text{sup}}$	1,0	0,5	0	-0,25	-0,50	-0,75	$\leq -1,0$	
b_c	1	1	1	4/5	2/3	4/7	$\frac{1}{1 - \sigma_{\text{inf}} / \sigma_{\text{sup}}}$	b
κ	4,0	5,32	7,81	9,9	13,4	18,0	$23,9 \cdot (b / b_c)^2$	
$b_e / 2$	0,856	0,987	1,195	1,08	1,044	1,04	1,046	$d \cdot \sqrt{E / \sigma_f}$

feut à des épaisseurs d'âme prohibitives dans la région des moments négatifs. Une vérification plastique n'entre donc en ligne de compte que pour les poutres simplement appuyées, avec un axe neutre plastique situé dans la dalle et une ossature métallique tendue sur toute sa hauteur.

Dans le cadre d'une vérification élastique, on tiendra compte de tout le déroulement de la mise en charge: il est illicite de superposer directement les sollicitations, par exemple les moments de flexion, puisque les moments de résistance des sections dépendent de la liaison à la dalle (poutre métallique avant liaison, sections mixtes après), du fluage du béton accompagné d'une redistribution des contraintes, finalement du signe des moments (béton tendu admis fissuré). On aura également à introduire les autocontraintes et les moments hyperstatiques dus au retrait et au saut de température Δt .

L'état limite à considérer pour la vérification à la ruine correspond donc à une distribution de contraintes engendrées par des sollicitations diverses, agissant sur des sections différentes. Pour le voilement, de plus, les conditions au contour dépendent du stade considéré: on admet en effet communément que la dalle, après sa liaison à la semelle supérieure, assure l'encastrement de l'âme. Pour l'état avant liaison, par contre, il est prudent de compter avec un appui articulé le long de l'arête supérieure également.

Le problème du comportement postcritique d'une âme soumise aux conditions dont nous venons de parler n'est pas traité explicitement par la norme SIA 161. On peut envisager en principe les deux solutions suivantes:

a) On suit aux mieux le déroulement de la mise en charge, en tenant compte de son influence sur le comportement postcritique. La contrainte de compression à l'arête ainsi que la forme de la distribution sont en effet déterminantes à chaque étape.

b) On tente d'appliquer littéralement les indications de la norme: on détermine la section réduite, ou plutôt la hauteur non participante $b_c - b_e$, à partir de la distribution finale des contraintes et en particulier de l'axe neutre y relatif, bien que celui-ci ne corresponde à aucune des sections introduites au cours des calculs.

Contraintes de traction σ_{inf} largement inférieures à celles de compression σ_{sup} , le coefficient de voilement κ n'atteint de loin pas la valeur de 23,9 correspondant à la flexion pure (tableau I). La hauteur utile b_e de l'âme sera donc souvent fortement réduite par rapport à $b_c > b/2$. Comme la poutre est métallique, les indications de la norme sont directement applicables.

Considérons à titre d'exemple la poutre en acier Fe 510 représentée à la figure 5, donnant d'une part les propriétés de la section complète, d'autre part celles de la section réduite pour $\kappa = 17,5$ et $\sigma_{\text{sup}}^* = \sigma_f$. On a reproduit également les résultats donnés par le modèle Basler-Thürlimann [4] (adapté pour Fe 510) ainsi que ceux découlant des règles suédoises [5], avec une différentiation entre la largeur utile contiguë à la semelle comprimée et celle adjacente à l'axe neutre.

La concordance entre les trois modèles est excellente: pour toutes les hypothèses, le moment de résistance par rapport à la semelle comprimée \bar{W}_{sup} est réduit de quelque 25% par le voilement de l'âme; ce phénomène ne saurait donc être négligé. En première approximation, la valeur \bar{W}_{sup} pour la section réduite s'écrit

$$\bar{W}_{\text{sup}} = (A_{F,\text{sup}} + 0,8 d^2 \cdot \sqrt{E / \sigma_f}) \cdot b$$

$A_{F,\text{sup}}$ désignant l'aire de la semelle supérieure et d , l'épaisseur de l'âme. Pour la section de la figure 5, on obtient $\bar{W}_{\text{sup}} = 86,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$, ce qui place en

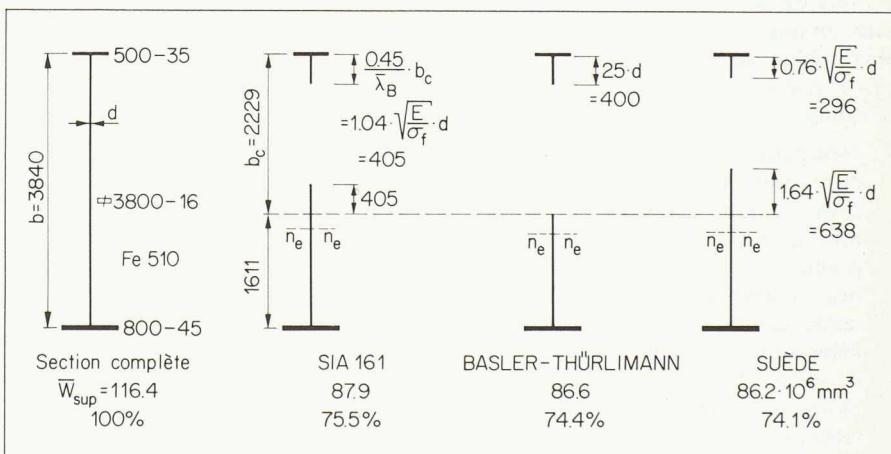


Fig. 5. — Poutre fléchie dissymétrique à âme mince; comparaison de trois modèles de calcul dans le domaine postcritique.

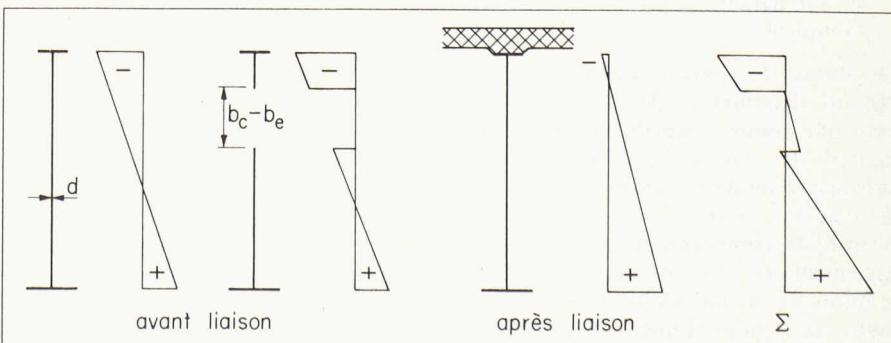


Fig. 6. — Modèle a) pour l'étude d'une poutre mixte à âme mince en travée.

TABLEAU II

	Sections totales			
	avant liaison	charges perm.	surcharges	Σ
σ_{sup}^*	-192	-19	-14	-225
σ_{inf}^*	139	59	157	355
Solution a)				
σ_{sup}^*	-243 (-254)	-19	-14	-276 (-287)
σ_{inf}^*	136	59	157	352
Solution b)				
σ_{sup}^*	-229	-19	-14	-262
σ_{inf}^*	140	59	158	357

sécurité. Ceci est évident si l'on considère le tableau I, en réduisant bien entendu la valeur $b_e/2$ au centre de la semelle.

Pour les charges agissant *après la liaison* à la dalle, les conditions sont beaucoup plus favorables: l'arête supérieure de l'âme est pratiquement encastree, de plus l'axe neutre en section mixte est proche de la semelle comprimée, ce qui dans les deux cas augmente le coefficient de voilement. Selon figure 6, la région non participante de l'âme pour la section avant liaison sera généralement tendue pour tous les états mixtes. Dans le cadre de la solution a) esquissée plus haut, on négligera donc en première approximation la diminution du «trou» $b_c - b_e$ et on superposera les contraintes suivantes:

- contraintes avant liaison, calculées en section réduite; pour un bord supérieur admis articulé, la largeur utile se lit au tableau I et ne dépend pratiquement pas de la répartition des contraintes en section totale, tandis que la valeur $\sigma_{\max} = \sigma_{\text{sup},e}^*$ se détermine en section réduite (une itération est donc nécessaire, à moins que l'on ne pose comme au tableau I $\sigma_{\max} = \sigma_f$, ce qui généralement sera largement en sécurité);

- contraintes des sections mixtes (charges permanentes, avec fluge, et surcharges) calculées en section complète.

Le tableau II contient les contraintes en N/mm² déterminées de cette manière pour une poutre semblable à celle de la figure 5, les valeurs entre parenthèses correspondant à une largeur utile calculée avec $\sigma_{\max} = \sigma_f$.

A titre de comparaison, on reproduit également les résultats obtenus par la solution b), en introduisant donc pour toutes les sections la même réduction de l'âme, fixée en partant de la zone comprimée b_c donnée par la distribution fi-

nale des contraintes en sections totales et en admettant d'une part un bord supérieur articulé, d'autre part une compression max égale à σ_f .

Les deux solutions fournissent des résultats comparables. De plus, les contraintes de la semelle tendue, seules intéressantes pour l'état de service, ne dépendent pratiquement pas de la redistribution postcritique. Pour la semelle supérieure, comme nous l'avons déjà remarqué, les dimensions sont fixées par les sollicitations lors du bétonnage et non par la vérification à la ruine sous les charges de service pondérées.

Dans un système continu, le *retrait* et le *saut de température* Δt entre la dalle (plus froide) et les poutres conduisent à une compression sensiblement uniforme sur la hauteur de l'âme, ceci dans les travées centrales où se superposent les autocontraintes et l'effet des hyperstatiques (moments «parasitaires»). Ces influences, défavorables en ce qui concerne le voilement, ne jouent guère de rôle en travée puisque la semelle inférieure est déchargée.

La semelle supérieure voit bien entendu ses contraintes majorées; on remarquera toutefois que la «membrure» comprimée comprend également la dalle, qui elle est tendue sous l'effet du retrait et de Δt . En se dérobant, l'âme oppose d'ailleurs une résistance moins élevée au raccourcissement imposé par le retrait. En première approximation, on pourra donc estimer l'influence du retrait et du saut de température sans tenir compte, pour ces sollicitations, de la redistribution postcritique.

Les observations relatives au comportement en travée s'appliquent en principe également aux poutres simplement appuyées. Comme nous l'avons remarqué plus haut, ces structures seront souvent calculées en plasticité pour l'état définitif, avec la poutre métallique tendue sur toute sa hauteur. Bien entendu, à moins que l'ossature métallique ne soit étayée

durant le bétonnage, les contrôles y relatifs fixent ici aussi les dimensions de la semelle supérieure.

Comportement postcritique sur piles (moments négatifs)

Dans la région des moments négatifs, les conditions sont différentes de celles régnant en travée: les sections des poutres sont presque symétriques puisque seules les armatures longitudinales participent à la résistance des sections mixtes, le béton étant admis fissuré. L'âme, de plus, est relativement épaisse à cause de la reprise d'efforts tranchants élevés.

Les sollicitations agissant avant la liaison à la dalle (poids de l'ossature et du béton) engendrent donc des compressions σ_{inf} modérées, d'ailleurs inférieures aux tractions σ_{sup} . En introduisant dans la formule de la largeur utile la compression pondérée $\sigma_{\text{inf}}^* \ll \sigma_f$, on n'obtiendra souvent qu'une réduction presque négligeable du moment de résistance \bar{W}_{inf} .

Après liaison à la dalle, on considérera les sections «mixtes» constituées des poutres métalliques et des armatures longitudinales de la dalle. La contrainte pondérée à l'arête inférieure σ_{inf}^* est alors proche de la limite élastique; il en est de même pour la semelle supérieure. Le danger de voilement est donc considérablement accru et il convient d'en tenir compte.

Pour la solution a), on calcule d'abord les contraintes avant liaison en section complète, pour les raisons que nous venons d'indiquer. On y superpose les contraintes de la section acier + armatures, déterminées tout d'abord aussi en section complète. Les valeurs σ_{inf}^* et σ_{sup}^* fixent la hauteur non participante $b_c - b_e$ en grandeur et position. Pour le bord longitudinal inférieur, l'appui sera admis articulé et l'on prendra $\sigma_{\max} = \sigma_f$. Les contraintes, à répartition trapézoïdale, agissant sur le «trou» $d \cdot (b_c - b_e)$, sont ensuite redistribuées sur la section effective à l'état de ruine, c'est-à-dire la section réduite acier + armatures. Pour ce faire, on calculera la résultante N_w^* correspondante ainsi que son moment M_w^* par rapport à l'axe neutre de la section réduite dont on vient de parler; on appliquera finalement cette sollicitation (compression N_w^* et moment négatif M_w^*) sur la section réduite acier + armatures.

La figure 7 présente un exemple numérique avec d'une part les sections considérées, d'autre part les contraintes en sections complètes et celles $\Delta\sigma$ données par la redistribution. Les calculs sont élémentaires et n'appellent pas de commentaires.

Dans le cadre de la solution schématique b) on introduit la même âme réduite tant pour la section métallique que pour la section acier + armatures. Le calcul du «trou» se fait comme pour la solu-

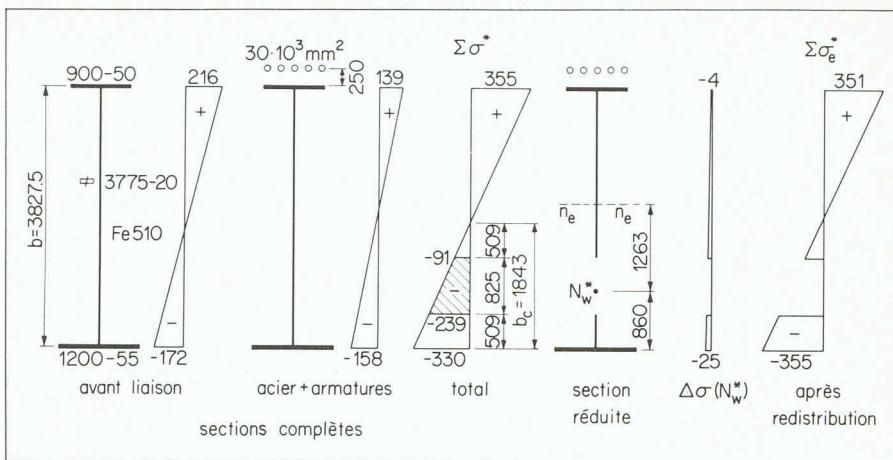


Fig. 7. — Modèle a) pour l'étude d'une poutre mixte dans la région des piles.

tion a), à partir de la répartition des contraintes totales en sections complètes et de $\sigma_{\max} = \sigma_f$: ce résultat intermédiaire reste donc inchangé. On obtient ici en sections effectives les contraintes suivantes:

$$\sigma_{\text{sup}}^* = 350 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}}^* = -355 \text{ N/mm}^2$$

c'est-à-dire pratiquement les mêmes que pour la solution a) (fig. 7). La seule différence provient en effet du procédé de redistribution: pour a) on redistribue l'ensemble des contraintes du «trou» sur la section acier + armatures; pour b), par contre, les contraintes sollicitant la section métallique sont réappliquées directement sur cette section réduite. Comme les armatures ne modifient que très peu \bar{W}_{inf} , les résultats ne peuvent guère différer.

La solution a) nous semble toutefois préférable parce qu'elle s'approche mieux de la réalité du phénomène et qu'elle tient en particulier compte du moment où se produit effectivement le

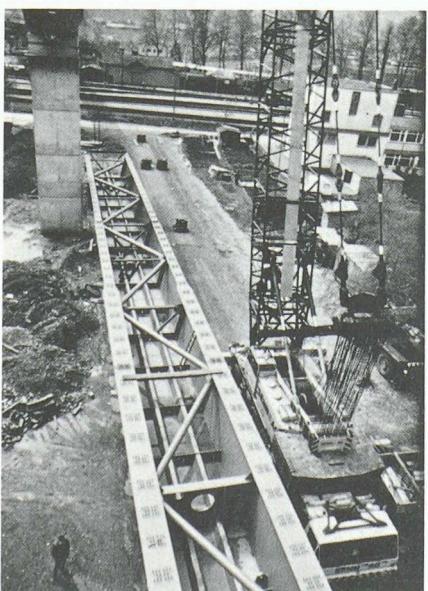


Fig. 8. — Viaduc de Goldswil en cours de montage (1982); hauteur des poutres 2300 mm, épaisseur en travée 13-14 mm; portées 30,7+45+50+71,1+2x45+81+65+55+42 m.

Ces imperfections détériorent la résistance, surtout dans le domaine des coefficients d'élancement modérés ($\bar{\lambda}_B < 1,5$, voir norme SIA 161, 3 115 3). On sait qu'il en est de même pour les colonnes [6], [7].

Largeur utile pour les semelles comprimées de poutres-caissons

L'influence défavorable des imperfections peut être évaluée en appliquant la formule de Faulkner [8], établie à partir de nombreux essais sur des coques de navire raidies

$$b_e/b_c = 1,05 (1 - 0,26/\bar{\lambda}_B)/\bar{\lambda}_B$$

ou des formules équivalentes.

Rigidité des raidisseurs longitudinaux

La résistance postcritique d'une membrure raidie dépend largement du comportement du raidissement. Si l'on veut que les raidisseurs restent efficaces et donc pratiquement rectilignes jusqu'à la ruine, leur rigidité doit largement dépasser celle donnée par la théorie classique (bifurcation d'équilibre d'un élément sans imperfections). Pour justifier la nécessité de cette majoration, on considérera le cas analogue d'une barre comprimée (correspondant à la tête du caisson) appuyée en son milieu par un ressort (stimulant le raidissement), cas représenté à la figure 9.

La rigidité de la barre, soumise à un effort de bout centré F , sera caractérisée par le paramètre sans dimension

$$\varepsilon = l \sqrt{\frac{F}{EJ}}$$

et le ressort, par sa rigidité relative

$$\gamma_s = s_F \cdot \frac{l^3}{EJ}.$$

En utilisant la méthode des déformations du second ordre, on montre facilement [9], [10] que la rigidité relative optimale du ressort vaut

$$\gamma_s^* = 16 \cdot \pi^2$$

Selon la figure 10, cette valeur est définie par la condition d'une égalité entre la charge critique $F_{\text{cr}, \text{sym}}$ de la barre flambant en entraînant l'appui élastique et celle $F_{\text{cr}, \text{ant}}$ correspondant au flambement en deux demi-ondes ($l_K = l/2$) sans déplacement au droit du ressort. L'allure de la fonction $F_{\text{cr}}(\gamma_s)$ est identique à celle bien connue pour les raidisseurs d'une tête [11].

Lorsque la barre présente des flèches initiales, d'ordonnée w_0 au centre et de répartition sinusoïdale, la réaction de l'appui élastique est donnée par la formule

$$R_F = F \cdot \frac{4 \cdot w_0}{l} \psi$$

avec

$$\psi = \frac{1}{\left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varepsilon/2 - 4\varepsilon^2}{\varepsilon/2 - \gamma_s}\right) \cdot \left[1 - \left(\frac{\pi}{\varepsilon}\right)^2\right]}$$

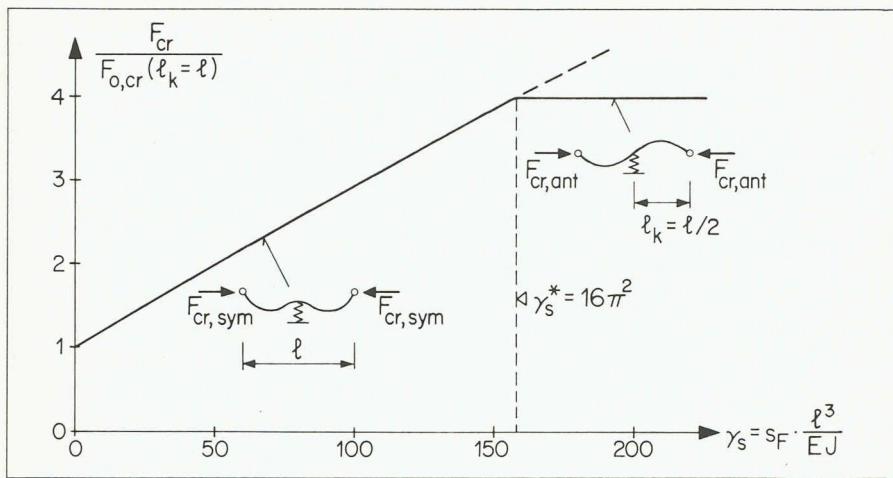


Fig. 10. — Augmentation de la charge critique F_{cr} en fonction de la rigidité relative γ_s de l'appui élastique.

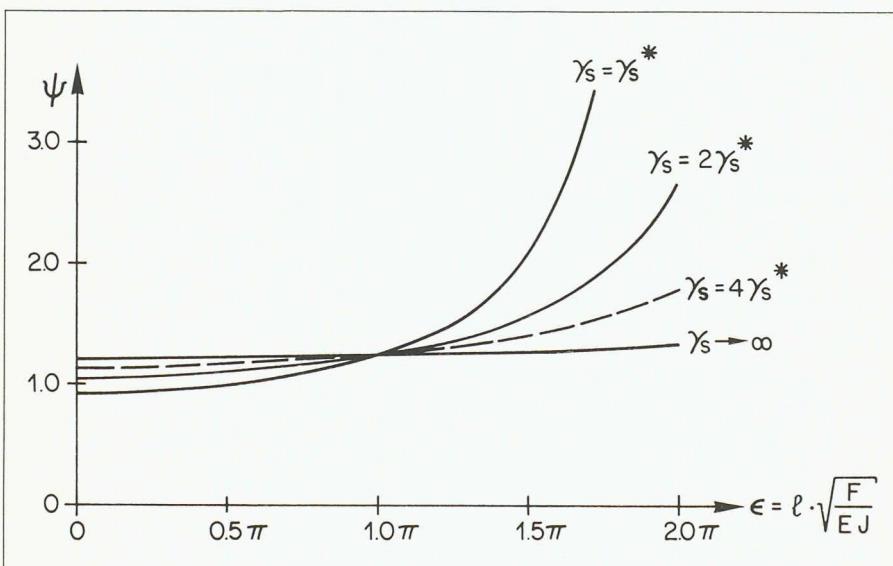


Fig. 11. — Coefficient ψ en fonction des paramètres ϵ et γ_s .

Le terme $F \cdot 4w_0/l$ correspond à l'effort de déviation qui se produirait dans une barre articulée en son milieu, tandis que le facteur ψ tient compte d'une part de la continuité, d'autre part des effets de second ordre. La figure 11 donne l'allure de ψ en fonction du paramètre ϵ , avec une valeur maximale $\epsilon = 2\pi$ correspondant à $F_{max} = F_{cr, ant}$ selon la figure 10.

La rigidité relative de l'appui élastique apparaît en paramètre. Pour un ressort très rigide, avec $\gamma_s \rightarrow \infty$, le coefficient ψ varie peu et vaut au maximum $\frac{1}{3}$. Pour une rigidité tout juste égale à la rigidité optimale γ_s^* , à l'opposé, la valeur de ψ augmente très rapidement à partir de $\epsilon = \pi$ (avec $\psi = \pi^2/8$ pour tous les γ_s) pour devenir théoriquement infinie pour F_{max} . Ce comportement est dû à l'amplification de second ordre $1/(1 - F/F_{cr})$: w et par conséquent R_F tendent vers l'infini lorsque $F \rightarrow F_{cr}$. Pour une rigidité relative $\gamma_s = 4 \cdot \gamma_s^*$, par contre, l'augmentation de ψ reste modérée. Ce modèle simple confirme dès lors pleinement les enseignements tirés d'essais effectués sur des tôles rai-

dies longitudinalement, tant fléchies ([12] et [13]) que comprimées ([14] et [15]).

Calcul de la largeur utile des âmes

On procédera en principe comme pour les âmes de poutres en double-té. Une différence importante est toutefois à signaler; il convient de calculer d'abord, le cas échéant, la section réduite de la semelle comprimée comme indiqué ci-dessus. La répartition des contraintes en section «complète» comportera donc déjà une semelle comprimée réduite (fig. 12), avec un axe neutre se rapprochant de la semelle tendue.

En appliquant directement la norme SIA 161 (fig. 21), on serait par contre optimiste, d'une part parce que la zone comprimée b_c serait trop petite, d'autre part le coefficient κ trop élevé. Cette réduction de la section en deux étapes, semelle comprimée d'abord, âme ensuite, est d'ailleurs prescrite expressément par les Recommandations européennes pour les tôles profilées [16]. Il conviendrait de le préciser lors d'une réédition de la norme SIA 161.

Résistance ultime au cisaillement des âmes de poutres mixtes

Pour l'ossature en cours de bétonnage, la contrainte tangentielle limite se détermine comme à l'ordinaire, avec des bords longitudinaux admis articulés.

Pour l'état définitif, après liaison, on se place en sécurité en négligeant l'encastrement dû à la dalle, c'est-à-dire en appliquant les mêmes procédés que pour les contrôles avant liaison.

Tout dernièrement, Johnson [17] a publié les résultats d'essais au cisaillement entrepris sur des poutres mixtes, avec un élancement des âmes de 130 entre semelles et des panneaux carrés entre raidisseurs verticaux. Ces essais montrent d'une part que l'accroissement de l'effort tranchant V_u à la ruine, par rapport à une poutre métallique, n'est pas très important, d'autre part que l'épaisseur de la dalle et la disposition des connecteurs ont des effets presque négligeables. La méthode du treillis Pratt présenté sous [3] (p. 104) conduit à la formule suivante pour le cisaillement ultime, si l'on néglige le léger accroissement dû à la flexion des semelles (effet cadre).

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_f} (1 + \sqrt{\tau_{cr}/\tau_f} - \tau_{cr}/\tau_f)$$

Pour une poutre métallique, à bords admis articulés et dès lors avec $\kappa = 5,34 + 4/\alpha^2$, soit 9,34 dans le cas considéré, la formule donne pour $\tau_f = 328/\sqrt{3}$ N/mm² une contrainte tangentielle ultime $\tau_u = 165$ N/mm², soit $V_u = 795$ kN (essai 829 kN).

Pour une poutre mixte, on pourra tenir compte de l'encastrement au droit de l'arête supérieure, avec $\kappa \approx 7,2 + 3,6/\alpha^2$, soit 10,8 pour $\alpha = 1$. Il vient alors $V_u \approx 835$ kN, à comparer à 852 à 884 kN pour les cinq poutres essayées.

En appliquant directement la formule (35) de la norme, on se placerait largement en sécurité puisque le coefficient de 0,9 tient compte des conditions moins favorables d'un panneau d'extrémité.

Interaction flexion-cisaillement

Pour les poutres métalliques, l'interaction flexion-cisaillement est donnée par la formule suivante (norme SIA 161, formule 36)

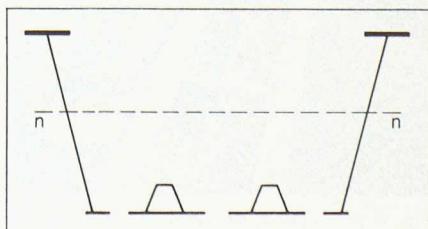


Fig. 12. — Section «complète» servant de base au calcul de la section réduite des âmes d'une poutre-caisson.

$$M^* = M_{f,F} + (M_p - M_{f,F}) \cdot$$

$$\cdot \left[1 - \left(\frac{V^*}{V_u} \right)^2 \right]$$

qui s'applique directement à la vérification en cours de bétonnage. Pour la vérification à l'état définitif, par contre, il convient de préciser la signification tant du moment de plastification des ailes $M_{f,F}$ que du moment plastique M_p . Comme l'interaction flexion-cisaillement n'intervient pratiquement que dans la région des piles, le moment plastique M_p se calcule comme à l'ordinaire en admettant une plastification de toutes les fibres métalliques (béton admis fissuré!), avec les limites élastiques différentes.

Le moment $M_{f,F}$ est en principe celui qui engendre la limite élastique σ_f dans une section dont on néglige l'âme. Dans la région des piles, la semelle inférieure fournira à l'ordinaire un effort de plastification plus petit que celui de la membre supérieure, comprenant les armatures longitudinales en plus de la semelle. En admettant, comme cela sera pratiquement toujours le cas, que la semelle supérieure se plastifie avant les armatures, on détermine facilement $M_{f,F}$, les armatures ne travaillant pas à la limite élastique mais servant uniquement à reprendre la différence entre la compression de la semelle inférieure $A_{inf} \cdot \sigma_f$ et la traction correspondante de la semelle supérieure.

On peut se demander si la formule d'interaction donnée plus haut ne pèche pas par insécurité pour les poutres mixtes, caractérisées par des moments plastiques M_p largement supérieurs aux moments élastiques M_f . En réalité, le moment ultime M_u , calculé élastiquement et en tenant compte de la redistribution postcritique, ne dépasse que peu $M_{f,F}$; il peut même lui être inférieur. L'interaction flexion-cisaillement est donc peu marquée, ce qui rend superflues des études plus poussées.

Conclusions

Bien que la norme SIA 161 (1979) ne traite pas expressément le comportement

Bibliographie

- [1] P. DUBAS: *Réflexions sur certains problèmes de sécurité et de stabilité en construction métallique*. Mémoires C.E.R.E.S., Univ. de Liège, Nouvelle série n° 55, avril 1980, p. 28.
- [2] TH. VON KÁRMÁN, E. E. SECHLER, L. H. DONNELL: *The Strength of Thin Plates in Compression*. Trans. Amer. Soc. Mech. Engrs. Vol. 54, 1932, p. 53.
- [3] Einführung in die Norm SIA 161 (1979) *Stahlbauten*. Autographie zum Fortbildungskurs. Publ. Nr. 79-1, Baustatik und Stahlbau, ETH Zürich.
- [4] K. BASLER, B. THÜRLIMANN: *Strength of Plate Girders in Bending*. Proc. ASCE, Journal of Struct. Div., Vol. 87, ST 6, August 1961, p. 153.
- [5] Kommentarer till Stålbyggnadsnorm 70, *Knäckning, vippning och buckling*. St BK-K2, Statens Stålbyggnadskommité, Stockholm 1973, p. 238.
- [6] B. THÜRLIMANN: *Der Einfluss von Eigenspannungen auf das Knicken von Stahlstützen*. Schweizer Archiv 23, 1957, p. 388.
- [7] A. NITTA, B. THÜRLIMANN: *Ultimate Strength of High Yield Strength Constructional-Alloy Circular Columns — Effect of Thermal Residual Stresses*. Mémoires AIPC Vol. 22, Zurich 1962, p. 229.
- [8] D. FAULKNER: *Compression Tests on Welded Eccentrically Stiffened Plate Panels*. Steel Plated Structures, An Intern. Symposium, London 1976, p. 581.
- [9] M. MÖHLER, W. SCHELLING: *Zur Bemessung von Knickverbänden und Knickaussteifungen im Holzbau*. Der Bauingenieur 1968, p. 43.
- [10] Einführung in die Norm SIA 164 (1981) *Holzbau*. Autographie zum Fortbildungskurs. Publ. Nr. 81-1, Baustatik und Stahlbau, ETH Zürich, p. 326.
- [11] F. STÜSSI: *Grundlagen des Stahlbaus*. 2. Auflage; Springer 1971, p. 434.
- [12] CH. MASSONNET: *Essais de voilement sur poutres à âme raidie*. Mémoires AIPC Vol. 14, Zurich 1954, p. 125; voir aussi Vol. 22, Zurich 1962, p. 183.
- [13] D. R. J. OWEN, K. C. ROCKEY, M. ŠKALOUD: *Ultimate Load Behaviour of Longitudinally Reinforced Web-plates Subjected to Pure Bending*. Mémoires AIPC Vol. 30/I, Zurich 1970, p. 133.
- [14] P. DUBAS: *Essais sur le comportement postcritique de poutres en caisson raidies*. Rapports des Commissions de travail de l'AIPC Vol. 11, Séminaire Londres 1971, p. 367.
- [15] P. DUBAS: *Plated Structures with Closed-Section Stiffeners*. Steel Plated Structures, An Intern. Symposium, London 1976, p. 265.
- [16] Preliminary European Recommendations for the Design of Profiled Sheeting and Sections, Part 1 — Profiled Sheeting. ECCS-T7-1981.
- [17] R. W. ALLISON, R. P. JOHNSON, I. M. MAY: *Tension-field action in composite plate girders*. Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, 1982, 73, p. 255.

ment postcritique des âmes fléchies et cisaillées des poutres mixtes, les indications relatives aux structures métalliques permettent, avec quelques adaptations, de couvrir avec une précision suffisante ce domaine important pour les ponts mixtes.

Adresse de l'auteur:

Pierre Dubas,
Professeur de statique appliquée
et construction métallique
EPF-Hönggerberg
8093 Zurich

Zusammenfassung

Gebäudestützen werden oft durch einen Kern oder Schubwände horizontal gehalten. Die tatsächlichen Beanspruchungen einer Stahlbetonstütze sind schwierig zu bestimmen. Um eine Stütze mit Hilfe der Normalkraft und des Momentes zu dimensionieren, wird die Stütze üblicherweise isoliert betrachtet. Mit der Annahme, dass es sich um eine isolierte Einzelstütze mit freien Endmomenten handelt, wird aber die nichtlineare Interaktion mit dem System nicht berücksichtigt.

In diesem Artikel wird eine neue Bemessungsmethode vorgeschlagen, welche der Tatsache Rechnung trägt, dass es sich hier um ein Zwängungsproblem handelt. Die Bemessung einer Stütze erfolgt aufgrund der Zwangsrötation am Stützenende, die sich aus dem Zusammenwirken von Decke und Stütze ergibt.

Theoretische und experimentelle Studien bilden die Grundlage zweier Doktorarbeiten, die 1980 am Institut de statique et structures — Béton armé et précontraint (IBAP) der ETH Lausanne begonnen wurden. Konkrete Resultate sollten in zwei bis drei Jahren für die praktische Anwendung zur Verfügung stehen.

Approche nouvelle dans l'analyse des colonnes de bâtiment

par Renaud Favre, René Studer, Christophe Thürlimann et Dusan Najdanovic, Lausanne

1. Raison d'une approche nouvelle

1.1 Errements dans l'analyse des colonnes

Actuellement, l'analyse et le choix des dimensions d'une colonne s'effectuent en considérant l'effort normal N et les moments de flexion M_x , M_y agissant

dans une section critique. Limitons-nous au cas fréquent d'un bâtiment en béton armé avec ou sans précontrainte, comportant un ou plusieurs noyaux ou refends stabilisant la structure. L'élançement des colonnes peut être admis suffisamment faible pour qu'il s'agisse d'un problème de premier ordre (fig. 1).