

**Zeitschrift:** IABSE proceedings = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen

**Band:** 5 (1981)

**Heft:** P-39: Effect of residual stresses on the carrying capacity of composite columns

**Artikel:** Effet des contraintes résiduelles sur la résistance ultime des poteaux mixtes

**Autor:** Litzner, H.-U. / Crisinel, M.

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-35883>

#### **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:** 13.02.2026

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

## **Effet des contraintes résiduelles sur la résistance ultime des poteaux mixtes**

Einfluss der Profileigenspannungen  
auf den Tragwiderstand von Verbundstützen

Effect of Residual Stresses  
on the Carrying Capacity of Composite Columns

**H.-U. LITZNER**

Docteur ès sciences  
Ecole polytechnique fédérale  
Lausanne, Suisse

**M. CRISINEL**

Chef de section  
Ecole polytechnique fédérale  
Lausanne, Suisse

### **RÉSUMÉ**

La méthode de calcul décrite dans cet article a pour but de déterminer l'influence des contraintes résiduelles existant dans les profilés métalliques sur la résistance ultime des poteaux mixtes acier-béton. Le principe consiste à recalculer les essais de charge jusqu'à la rupture décrits dans la littérature à l'aide d'un programme d'ordinateur basé sur la méthode des éléments finis. On peut conclure de cette étude que l'influence des contraintes résiduelles est plus faible dans les poteaux mixtes et que les méthodes de dimensionnement basées sur les courbes européennes de flambement se situent du côté de la sécurité.

### **ZUSAMMENFASSUNG**

Mit einer in diesem Artikel beschriebenen Berechnungsmethode soll der Einfluss der Profil-eigenspannungen auf den Tragwiderstand von Verbundstützen untersucht werden. Das Vorgehen besteht darin, dass mit Hilfe eines Computerprogramms, das nach dem Prinzip der finiten Elemente arbeitet, die in der Literatur beschriebenen Traglastversuche nachge-rechnet werden. Es hat sich gezeigt, dass der Einfluss der Profileigenspannungen bei Verbundstützen deutlich geringer ist als bei reinen Stahlstützen. Zudem kann festgestellt werden, dass ein auf den europäischen Knickspannungskurven basierendes Bemessungs-verfahren Ergebnisse liefert, die auf der sicheren Seite liegen.

### **SUMMARY**

The aim of the calculation method described in this article is to determine the influence of the residual stresses existing in steel sections on the carrying capacity of steel-concrete composite columns. Failure tests reported in the literature are recalculated by means of a computer program based on the finite element method. It may be concluded that influence of residual stresses is lessened in composite columns and that the design methods based on the european buckling curves are on the safe side.



## 1. INTRODUCTION

On entend par poteaux mixtes les éléments de construction essentiellement comprimés dont la section transversale est constituée d'un profilé métallique enrobé ou rempli de béton. Dans certains cas, une armature normale peut également faire partie de la section. La FIGURE 1 montre les sections usuelles que l'on rencontre actuellement dans la construction des poteaux mixtes.

Bien que du point de vue du comportement purement mécanique il ne soit pas possible de tracer une limite bien définie entre poteaux métalliques, poteaux mixtes et poteaux en béton armé, on parle de poteaux mixtes lorsque la participation du béton à l'effort normal d'écrasement  $N_Q$  de la section mixte, représentée par le facteur  $\alpha$ , se situe dans l'intervalle suivant :

$$0,1 \leq \alpha \leq 0,8, \quad (1)$$

$$\text{où : } \alpha = \frac{N_b}{N_Q} = \frac{A_b \beta_r}{A_b \beta_r + A_s \sigma_{f,s} + A_a \sigma_{f,a}} ; \quad (2)$$

$N_b$  : part d'effort normal prise par le béton,

$A_b$  : aire de la section de béton,

$\beta_r$  : contrainte limite dans la zone comprimée du béton ( $\beta_r = 0,5 \beta_{w28}$ ),

$\beta_{w28}$  : résistance à la compression sur cube du béton à 28 jours,

$A_s$  : aire de la section d'armature,

$\sigma_{f,s}$  : limite élastique de l'acier d'armature,

$A_a$  : aire de la section du profilé,

$\sigma_{f,a}$  : limite élastique de l'acier du profilé.

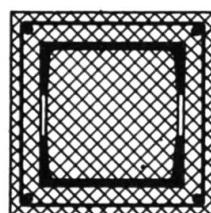
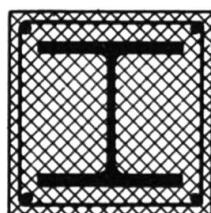
Pour les valeurs de  $\alpha$  inférieures à 0,1, on applique les règles de dimensionnement de la construction métallique et pour les valeurs supérieures à 0,8 celles des constructions en béton armé.

Les avantages que l'on retire de l'emploi des poteaux mixtes peuvent se résumer en deux groupes [1] :

### 1.- Avantages concernant la sécurité de l'ouvrage.

- Augmentation de la résistance au feu,
- protection des parties métalliques contre les chocs dus aux véhicules,
- diminution des risques d'instabilités locales,
- augmentation de la capacité d'absorption d'énergie en cas de séisme.

Profilés à sections ouvertes enrobés de béton



Profilés creux remplis de béton

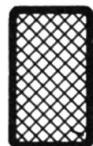
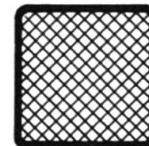


FIGURE 1 : Sections caractéristiques de poteaux mixtes acier-béton.

## 2.- Avantages constructifs et économiques.

- Augmentation de la résistance avec pas ou peu d'accroissement de la section,
- diminution de l'épaisseur nécessaire des parois des profilés grâce à la stabilisation due au béton,
- possibilités de construction et de montage similaires à ceux de la charpente métallique.

Pour le cas particulier des tubes remplis de béton, on a en plus les avantages suivants :

- augmentation de la résistance limite du béton due à l'effet de frette des tubes circulaires métalliques,
- suppression du coffrage.

Le comportement jusqu'à la ruine des poteaux mixtes dépend des caractéristiques mécaniques des matériaux qui les constituent, l'acier et le béton, ainsi que de leur interaction. Ce comportement, pas simple, est dominé surtout par l'influence de la partie en béton, spécialement pour les grandes valeurs de  $\alpha$ .

Malgré celà, le dimensionnement des poteaux mixtes selon les nouvelles prescriptions des pays européens [2] [3] [4] est basé sur les règles de la construction métallique. En particulier, la résistance ultime de tels poteaux est déterminée, directement ou indirectement, à l'aide de courbes européennes de flambage, le choix de la courbe à utiliser (a, b ou c) dépendant de l'intensité des contraintes résiduelles et de leur répartition dans la section métallique seule [2]. Cela signifie pratiquement que l'on admet que l'effet des contraintes résiduelles dans les profilés est le même sur les poteaux mixtes que sur les éléments métalliques comprimés.

Dans les nombreuses publications récentes traitant le comportement des poteaux mixtes (voir entre autres [5] [6] [7] [8] ainsi que les références bibliographiques y incluses), il n'en existe aucune qui cerne le problème des contraintes résiduelles. Cette contribution tente d'apporter une réponse partielle à ce problème.

## 2. ORIGINE, GRANDEUR ET REPARTITION DES CONTRAINTES RESIDUELLES DANS LES PROFILES METALLIQUES

Des contraintes résiduelles existent dans presque tous les profilés métalliques, qu'ils soient laminés, composés-soudés ou formés à froid.

Le processus de formation des contraintes résiduelles est très complexe. Dans la majeure partie des cas, les contraintes résiduelles se forment dans les éléments de construction par suite des déformations plastiques qui peuvent être dues aussi bien au refroidissement après laminage à chaud, au soudage ou au découpage au chalumeau (contraintes résiduelles thermiques) qu'aux opérations de fabrication de produits finis laminés ou dressés à froid (contraintes résiduelles de déformation) [9].

Ces deux influences font qu'en général les contraintes résiduelles ne sont pas réparties de façon symétrique dans la section (FIGURE 2) et varient le long de la barre considérée. Cette variation provient du procédé de dressage à froid ainsi que de la répétition du processus. On trouve dans la littérature de très nombreux résultats de mesure de contraintes résiduelles ; on peut citer en particulier les travaux décrits dans [10] [11] [12] [13], auxquels nous renvoyons le lecteur.



Concernant la grandeur des contraintes résiduelles, les résultats de mesure mentionnés ci-dessus peuvent être résumés ainsi :

- les valeurs des contraintes résiduelles dépendent fortement de la forme de la section, en particulier du rapport des aires de la section de l'âme et de la section de l'aile,

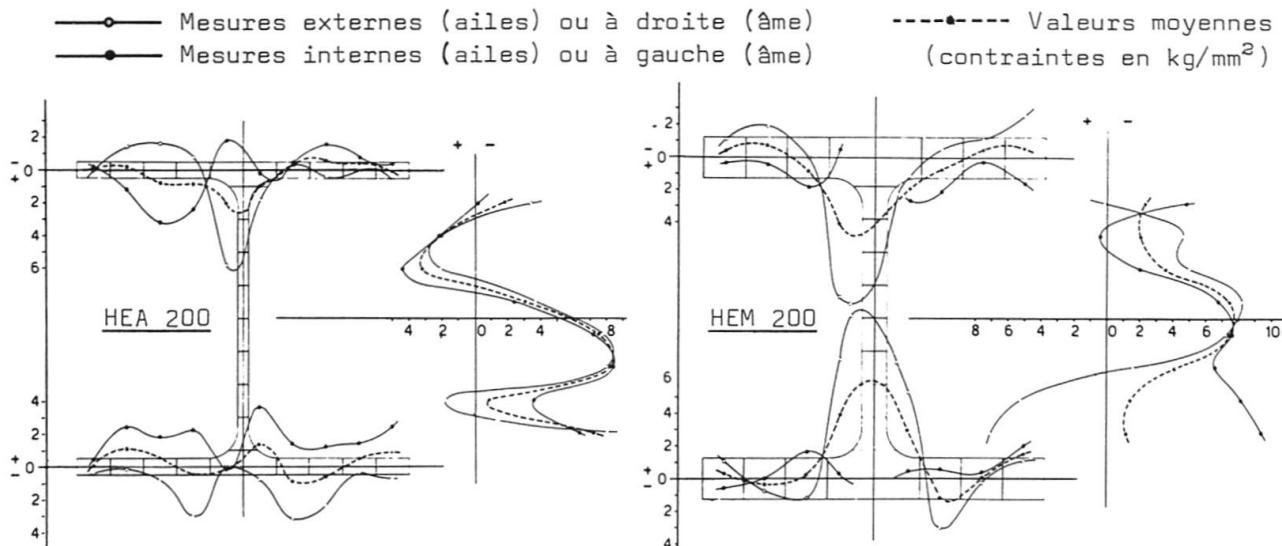


FIGURE 2 : Exemples de répartition des contraintes résiduelles dans les sections de profilés laminés HEA 200 et HEM 200. Tiré de [10].

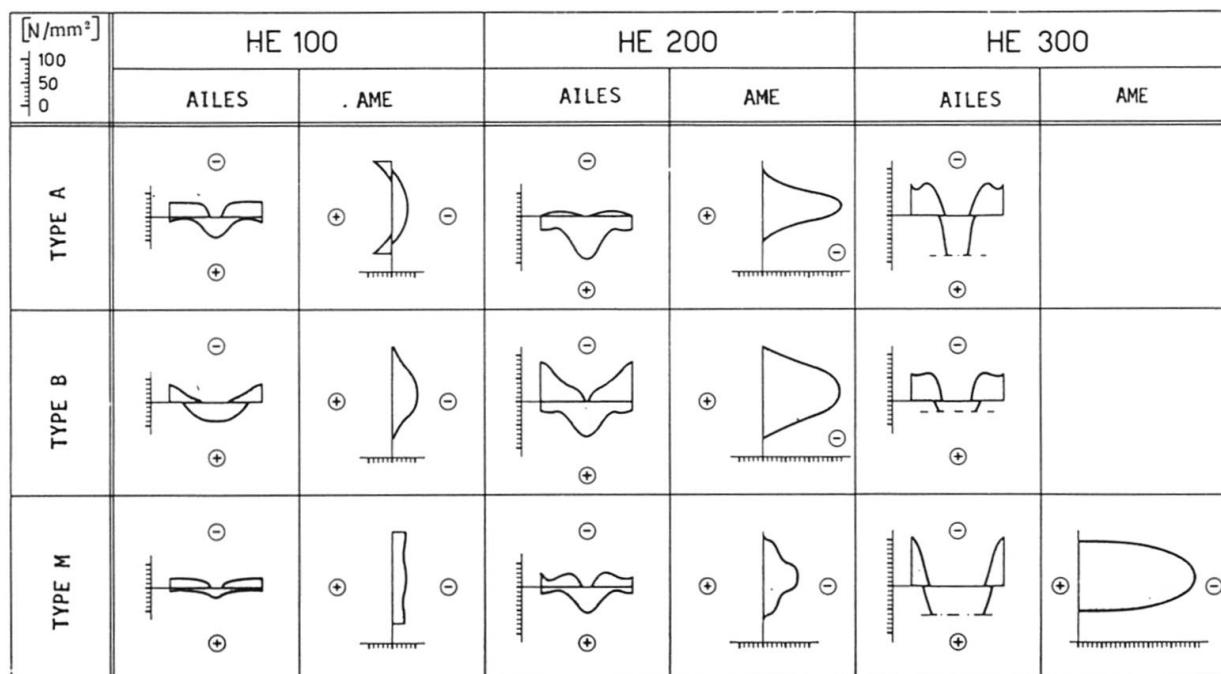


FIGURE 3 : Bandes de dispersion des valeurs expérimentales des contraintes résiduelles dans des profilés. Tiré de [10].

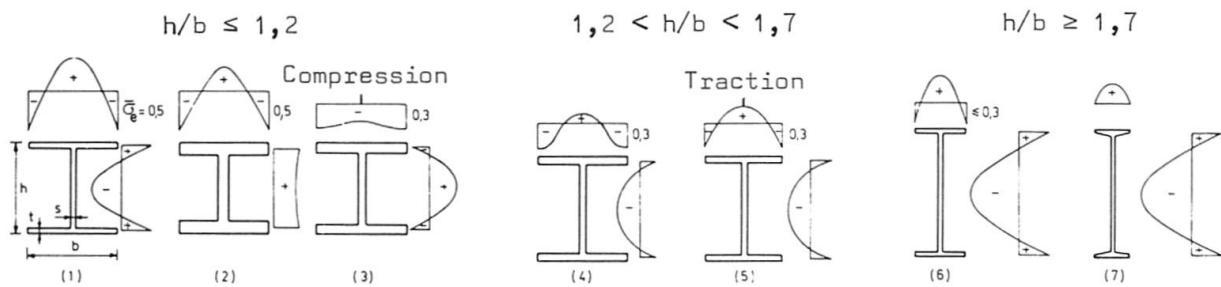


FIGURE 4 : Contraintes internes  $\bar{\sigma}_e$  ( $\bar{\sigma}_e = \sigma_e/\sigma_f$ ) de profilés I laminés (2 et 3 : profilés compacts avec  $s/h \geq 0,05$ ). Tiré de [14].

- les valeurs extrêmes des contraintes résiduelles peuvent atteindre  $\sigma_e = 0,7 \sigma_f$  de l'acier Fe 360,
- l'intensité des contraintes résiduelles dépend peu de la nuance d'acier, étant donné que les caractéristiques mécaniques à haute température sont identiques pour presque tous les aciers de construction et que ceux-ci possèdent le même module d'élasticité [1].

Comme les contraintes résiduelles sont généralement réparties de façon asymétrique dans la section et comme cette répartition varie de section en section, il a été possible de déterminer pour chaque profilé des bandes de dispersion des valeurs mesurées au centre de l'épaisseur des ailes et de l'âme [10] (FIGURE 3). De telles bandes peuvent être utilisées pour définir un modèle mathématique des contraintes résiduelles plus facile à manipuler dans une analyse théorique. BEER et SCHULZ [14] donnent également une telle représentation d'une répartition typique des contraintes résiduelles (FIGURE 4), répartition qui a été utilisée dans l'établissement des courbes européennes de flambage.

Dans les développements ci-dessous, on a supposé que les contraintes résiduelles des profilés examinés pouvaient être appréhendées de façon suffisamment exactes à l'aide des répartitions données aux FIGURES 3 et 4.

### 3. MÉTHODE D'ANALYSE UTILISÉE

Dans les poteaux métalliques, l'influence des contraintes résiduelles est déterminante sur la valeur de la résistance ultime, qui peut dans certains cas être considérablement diminuée (FIGURE 5). L'objet principal de cette recherche est de savoir si cette influence est aussi vraie pour les poteaux mixtes.

C'est pourquoi un programme de calcul par ordinateur a été élaboré, par analogie à celui décrit dans [5]. Ce programme, basé sur la méthode des éléments finis, permet de calculer les résistances ultimes de poteaux mixtes de sections quelconques, de conditions d'appuis quelconques et de charges transversales coplanaires quelconques. Pour déterminer la rigidité flexionnelle des éléments de barre (FIGURE 6 b), on calcule à chaque niveau de charge la courbe moment-courbure en tenant compte des contraintes résiduelles dans le profilé (FIGURE 6 d). La relation  $M-\Theta$  déterminante pour l'élément  $n$  de la barre (FIGURE 6 b), valable dans le domaine :

$$M_1 \leq M_n \leq M_2, \quad (3)$$

est donnée par la fonction :

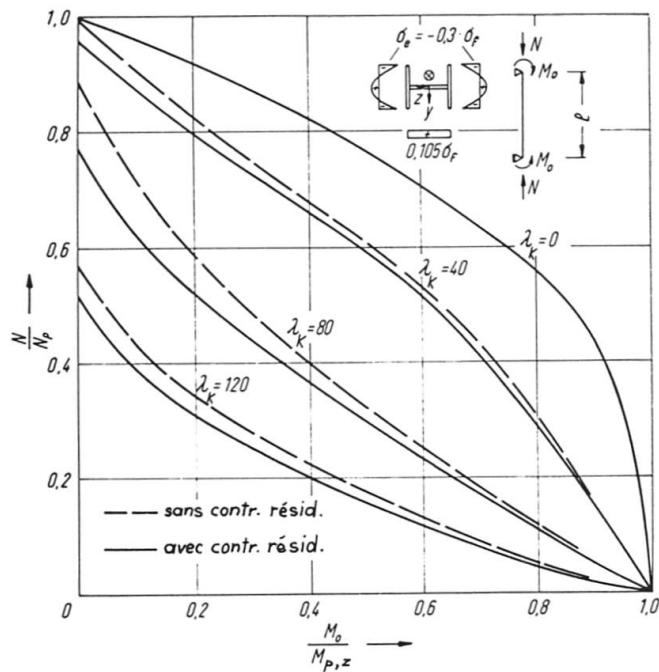


FIGURE 5 :

Résistances ultimes des poteaux métalliques HEB 200 en fonction de l'excentricité de la charge, des contraintes résiduelles et de l'élancement  $\lambda_K$  (flexion selon l'axe de faible inertie). Tiré de [15].

$$\theta_n = M_n \operatorname{cotg} \alpha_n + \theta_{0n} = \frac{M_n}{(EI)_n} + \theta_{0n}, \quad (4)$$

dans laquelle le terme  $\theta_{0n}$  représente une courbure initiale fictive. Cette méthode permet une très bonne approche de la courbe réelle moment-courbure [16].

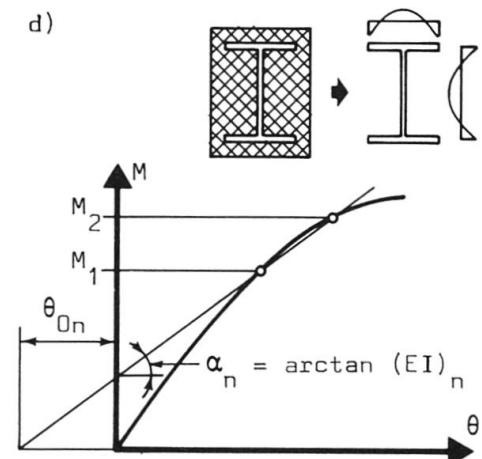
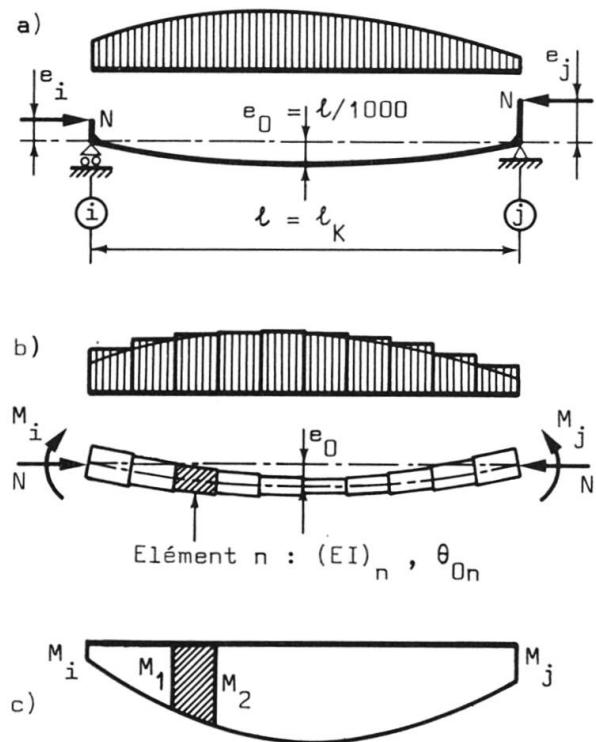


FIGURE 6 :

Description de la méthode de calcul.

- Système statique et charges.
- Modèle de calcul.
- Diagramme des moments.
- Rigidité flexionnelle des éléments.

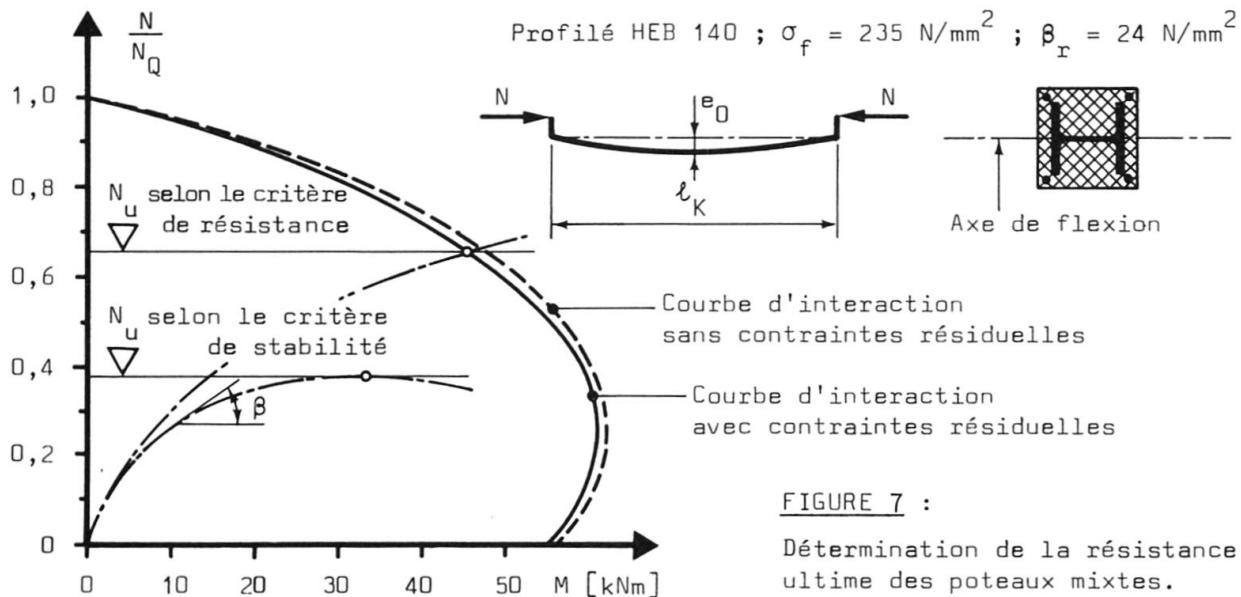
Selon une proposition de DOWLING et VIRIDI [17], on tient compte des autres imperfections de l'élément comprimé par une déformation initiale de forme sinusoïdale ayant pour valeur maximale la demi-amplitude :

$$e_0 = \frac{\ell_K}{1000} \cdot \quad (5)$$

La résistance ultime des poteaux mixtes examinés est déterminée selon deux critères :

- le critère de résistance, sur la base duquel ont été établies des fonctions d'interaction permettant de trouver, selon la section considérée, la sollicitation limite déterminante pouvant être atteinte,
- le critère de stabilité, selon lequel la charge critique est la charge maximale par laquelle passe la courbe charge-déformation ( $\beta = 0$ ).

Ces deux critères sont représentés graphiquement à la FIGURE 7.



Remarquons enfin que cette recherche ne concerne que les poteaux mixtes soumis à un effort normal et à la flexion selon un seul axe et sans prise en compte des déformations dues au fluage et à l'effort tranchant.

#### 4. MODELE MATHEMATIQUE

Le calcul des efforts intérieurs agissant sur une section transversale d'un poteau mixte avec répartition non linéaire des contraintes s'effectue à l'aide d'une méthode qui consiste à diviser la section en bandes et en triangles (FIGURE 8). Le nombre de bandes pour la partie "béton" est fixé à 30, le nombre de triangles pour la partie "acier" à 192. Toutes les caractéristiques géométriques de la section mixte et tous les efforts intérieurs sont rapportés au centre de gravité du profilé métallique.

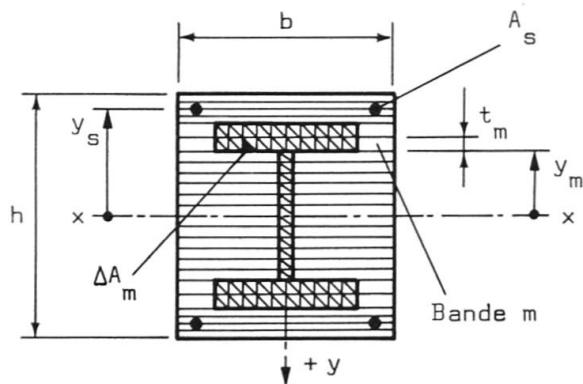


FIGURE 8 :

Décomposition de la section mixte en bandes (béton) et en triangles (profilé métallique).

#### 4.1 Calcul des efforts intérieurs agissant dans le profilé

##### 4.1.1 Flambage selon l'axe fort

Pour formuler les efforts équivalents agissant sur la section du profilé, on superpose les déformations spécifiques dues à la flexion selon l'axe x (FIGURE 9 a) et à l'effort normal à celles dues à l'état de contraintes résiduelles (FIGURE 9 b). A l'aide de la relation  $\sigma_a - \epsilon_a$  donnée à la FIGURE 10, on en tire une répartition des contraintes sur la section du profilé limitée dans la direction z par une surface courbe. Cette surface peut être simplifiée en une succession de facettes planes de forme triangulaire (FIGURE 11). On obtient ainsi des "volumes de contraintes" en forme de prismes tronqués à base triangulaire, dont la longueur des arêtes parallèles à l'axe z sont respectivement  $\sigma_{a1}$ ,  $\sigma_{a2}$  et  $\sigma_{a3}$  pour le prisme de base 1, 2 et 3 ;  $\sigma_{a2}$ ,  $\sigma_{a3}$  et  $\sigma_{a4}$  pour le prisme de base 2, 3 et 4.

La part  $\Delta N_a$  d'effort normal correspondant aux prismes ① et ② de la FIGURE 11 vaut :

$$\begin{aligned} \Delta N_a &= N_{①} + N_{②} = \frac{t_m \Delta b_m}{6} (\sigma_{a1} + \sigma_{a2} + \sigma_{a3}) + \frac{t_m \Delta b_m}{6} (\sigma_{a2} + \sigma_{a3} + \sigma_{a4}) \\ &= \frac{\Delta A_m}{3} (\sigma_{a1} + 2 \sigma_{a2} + 2 \sigma_{a3} + \sigma_{a4}) . \end{aligned} \quad (6)$$

Le moment résultant  $\Delta M_{a,x}$  par rapport à l'axe x, calculé avec les coordonnées  $y_m$ ,  $y_1$  et  $y_2$ , vaut alors :

$$\Delta M_{a,x} = N_{①} y_1 + N_{②} y_2 = N_{①} (y_m + \bar{y}_1) + N_{②} (y_m + \bar{y}_2) , \quad (7a)$$

où  $y_1$  et  $y_2$  sont les distances des centres de gravité des prismes ① et ② à partir de l'axe x, avec :

$$|\bar{y}_1| = \frac{t_m}{4} \frac{\sigma_{a1} + 2 \sigma_{a2} + \sigma_{a3}}{\sigma_{a1} + \sigma_{a2} + \sigma_{a3}} , \quad |\bar{y}_2| = \frac{t_m}{4} \frac{3 \sigma_{a2} + 2 \sigma_{a3} + 3 \sigma_{a4}}{\sigma_{a2} + \sigma_{a3} + \sigma_{a4}} , \quad (7b)$$

Dans l'équation (7), les contraintes  $\sigma_{ai}$  ( $i = 1$  à 4) et les bras de levier  $y_m$  sont introduits avec leur signe respectif. Le signe de  $\bar{y}_1$  et  $\bar{y}_2$  est le même que celui du  $y_m$  correspondant (FIGURE 11).

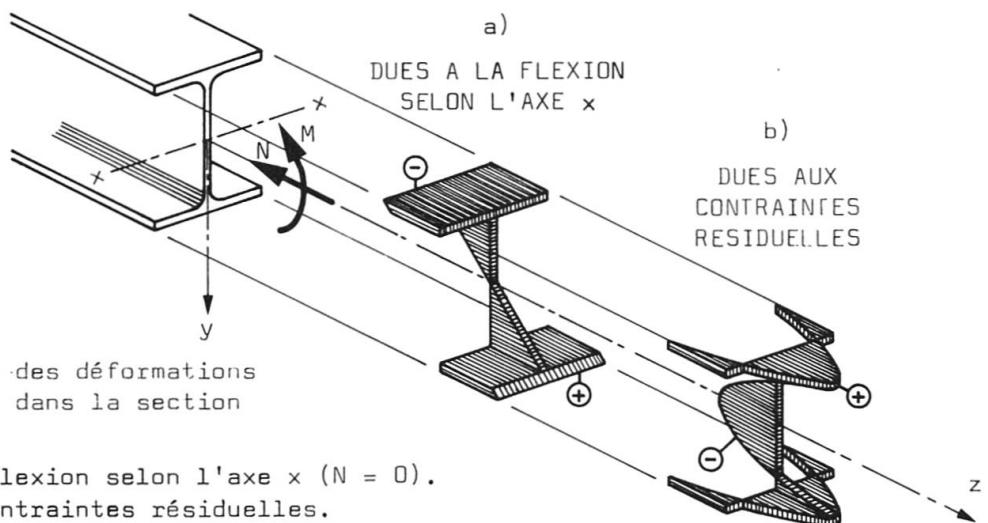


FIGURE 9 :

## Représentation des déformations spécifiques $\epsilon_a$ dans la section du profilé.

- a) Dues à la flexion selon l'axe x ( $N = 0$ ).
  - b) Dues aux contraintes résiduelles.

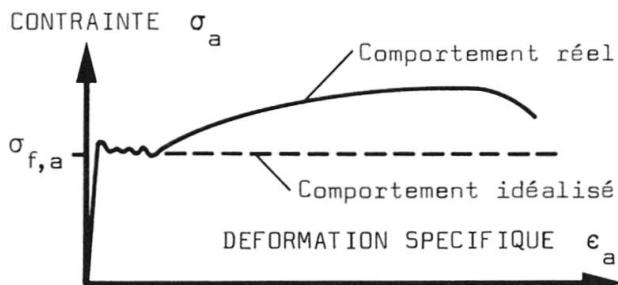
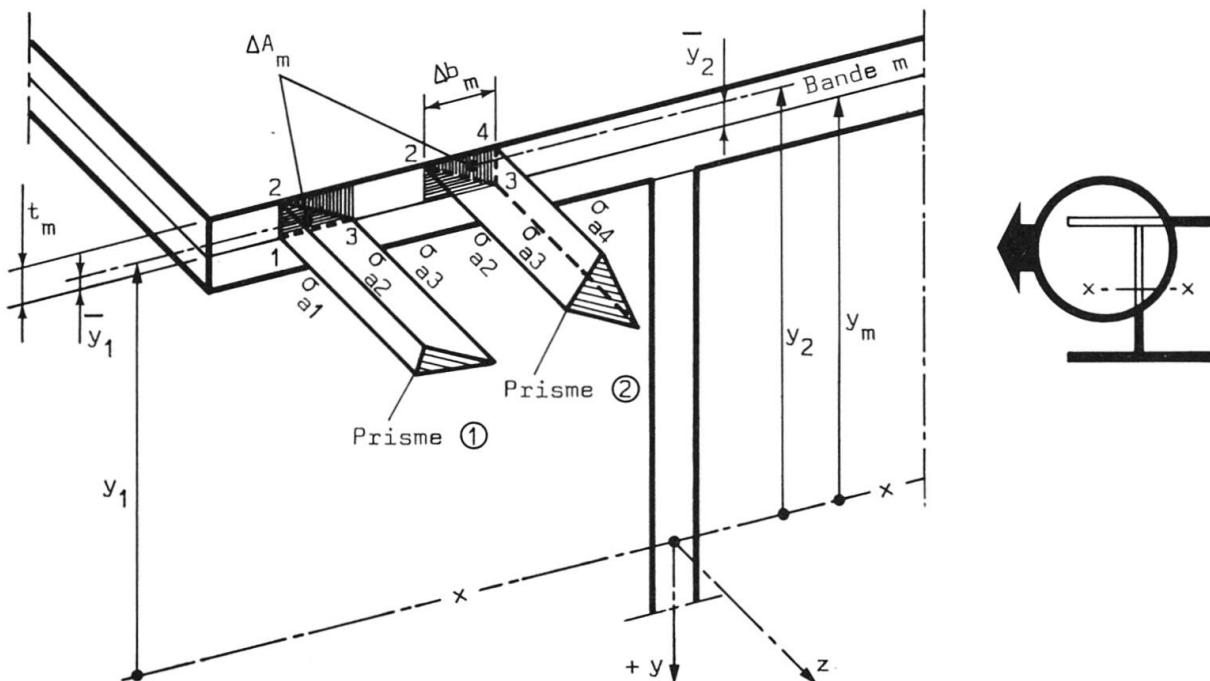


FIGURE 10 :

Idéalisations de la courbe  
contrainte-déformation spécifique  
de l'acier des profilés. Tiré de [18].



**FIGURE 11** : Représentation isométrique des prismes de contraintes dans le profilé (pour des raisons de clarté, on a séparé les prismes adjacents ① et ②).



#### 4.1.2 Flambage selon l'axe faible

Dans ce cas, on détermine les efforts équivalents en superposant les déformations spécifiques dues à la flexion selon l'axe  $y$  et à l'effort normal à celles dues à l'état de contraintes résiduelles (FIGURE 9 b). Le calcul de l'effort normal  $\Delta N_a$  s'effectue avec la formule (6) alors que pour l'augmentation du moment  $\Delta M_{a,y}$ , les valeurs  $y_1$  et  $y_2$  de l'équation (7) doivent être remplacées par les coordonnées correspondantes  $x_1$  et  $x_2$ .

#### 4.2 Efforts intérieurs agissant sur la partie en béton de la section

Les contraintes de compression dans le béton  $\sigma_b$  sont déterminées à l'aide du diagramme parabolique  $\sigma_b - \epsilon_b$  donné à la FIGURE 12 a). Ce diagramme idéalisé est basé sur la directive 34 relative à la norme suisse SIA 162 sur les constructions en béton [19] et sur le chapitre 3 13, relatif aux constructions mixtes, de la norme suisse SIA 161 sur les constructions métalliques [2]. Les efforts intérieurs partiels  $\Delta N_{b,m}$  et  $\Delta M_{b,m}$  dans la bande  $m$  (FIGURE 8), dus à l'effort normal et à la flexion, se calculent de façon conventionnelle, en négligeant la résistance du béton à la traction :

$$\Delta N_{b,m} = t_m b_{b,m} \int_y \sigma_b(y) dy, \quad (8)$$

$$\Delta M_{b,m} = t_m b_{b,m} \int_y \sigma_b(y) y dy. \quad (9)$$

$b_{b,m}$  : largeur de la partie en béton dans la bande  $m$ .

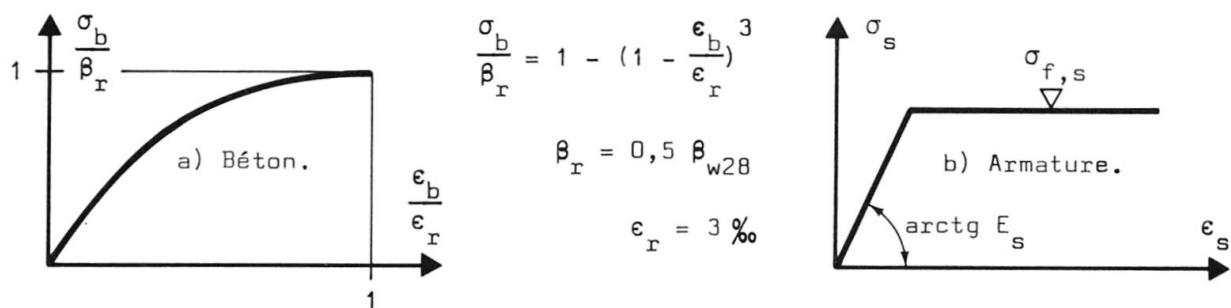


FIGURE 12 : Lois de contraintes-déformations spécifiques idéalisés : a) du béton, b) de l'acier d'armature.

#### 4.3 Contraintes dans les aciers d'armature

Le calcul des contraintes  $\sigma_s$  dans les aciers d'armature est basé sur le diagramme  $\sigma_s - \epsilon_s$  bilinéaire idéalisé selon la FIGURE 12 b). Les efforts intérieurs partiels  $\Delta N_s$  et  $\Delta M_s$  sont déterminés selon les règles de calcul du béton armé :

$$\Delta N_s = A_s \sigma_s, \quad (10)$$

$$\Delta M_s = \Delta N_s y_s = A_s \sigma_s y_s. \quad (11)$$

## 5. RESULTATS DE L'ANALYSE

L'influence des contraintes résiduelles dans les profilés sur le comportement des poteaux mixtes des points de vue résistance et déformation a été examinée à l'aide de calculs effectués en série. Les paramètres que l'on a fait varier étaient les suivants :

- la nuance de l'acier des profilés,
- la résistance à la compression du béton,
- la géométrie du profil,
- la répartition des contraintes résiduelles.

Les résultats les plus importants de cette analyse sont rapportés ci-dessous.

### 5.1 Influence des contraintes résiduelles sur la résistance ultime des sections

L'influence des contraintes résiduelles existant dans les profilés sur la résistance des sections mixtes est représentée à la FIGURE 13 à l'aide de la courbe d'interaction M-N. Il s'agit dans ce cas particulier d'un profil HEB 360 en acier Fe 360 enrobé de béton BH 300, fléchi selon l'axe de faible inertie.

On peut tirer de cet exemple les constatations suivantes :

- 1.- L'influence des contraintes résiduelles croît avec l'augmentation de l'effort normal jusqu'à un rapport limite  $n = N/N_Q$  égal à environ 0,8. Au dessus de cette valeur, l'influence décroît pour devenir nulle à  $n = 1$ .
- 2.- L'influence croît également avec l'augmentation de part prise par le profilé métallique à la résistance totale  $N_Q$  de la section mixte, c'est-à-dire pour les valeurs  $1 - \alpha > 0,5$  ( $\alpha$  selon (2)). On remarquera dans ce contexte le rôle particulier que jouent les rapports  $\sigma_{f,a}/\beta_r$  et  $A_a/A_b$ .
- 3.- L'influence des contraintes résiduelles est plus grande sur le comportement à la flexion selon l'axe faible que selon l'axe fort.
- 4.- L'influence dépend naturellement de la grandeur en valeur absolue des contraintes résiduelles elles-mêmes. Cette influence est dans le même rapport que pour les poteaux purement métalliques.

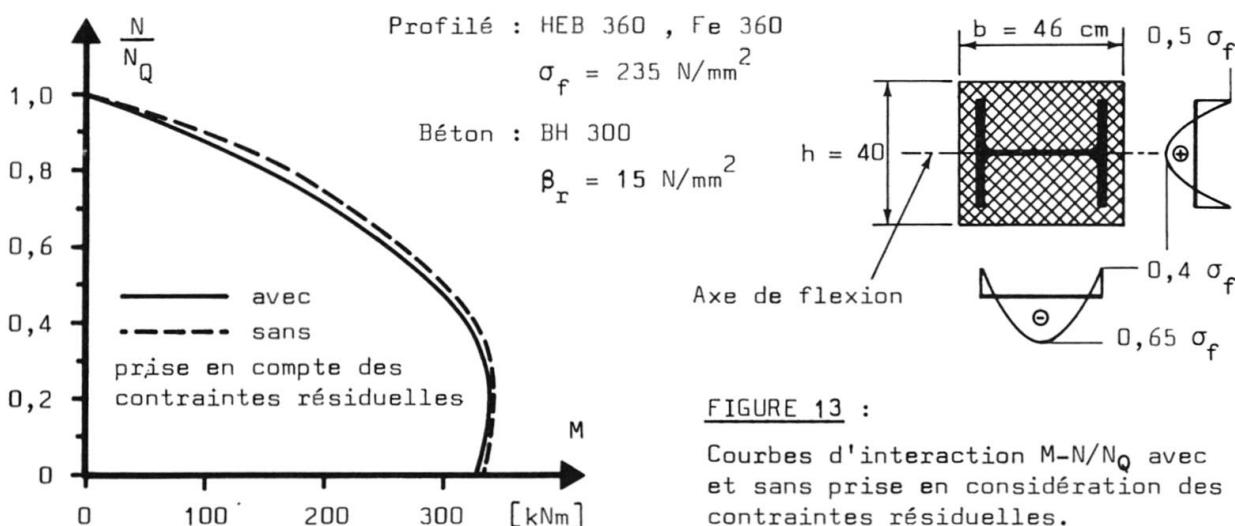


FIGURE 13 :

Courbes d'interaction M-N/N<sub>Q</sub> avec et sans prise en considération des contraintes résiduelles.



Les calculs comparatifs montrent, dans le domaine des grands efforts normaux ( $n \approx 0,8$ ), une diminution maximale du moment que la colonne peut supporter de 8 % par rapport à la valeur sans contraintes résiduelles. Il faut dire cependant que de tels efforts normaux sont exceptionnels en pratique. Dans les cas courants ( $n \leq 0,4$ ), on peut admettre comme diminution de la résistance à la flexion la valeur de 5 % par rapport à la résistance d'une section mixte dont le profil métallique est exempt de contraintes résiduelles.

## 5.2 Influence des contraintes résiduelles sur la résistance ultime des poteaux mixtes

Pour mettre en évidence cette influence, on a calculé les résistances ultimes de poteaux mixtes soumis à un effort de compression centré, pour quatre types de profilés avec et sans prise en considération des contraintes résiduelles. Le paramètre variable est le coefficient d'élancement  $\bar{\lambda}_k$ , dont la définition est la suivante :

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_Q}{N_{cr}}}, \quad (12)$$

$$\text{où : } N_Q = \sigma_{f,a} A_a + \beta_r A_b, \quad (13)$$

$$\text{et : } N_{cr} = \frac{\pi^2}{\ell_k^2} (E_a I_a + E_{b\infty} I_b); \quad (14)$$

$E_a$  : module d'élasticité de l'acier ( $E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$ ) ;

$I_a$  : moment d'inertie du profilé métallique,

$E_{b\infty}$  : module d'élasticité du béton, compte tenu des charges de longue durée,

$I_b$  : moment d'inertie de la partie en béton,

$\ell_k$  : longueur de flambage.

La FIGURE 14 donne quelques résultats de calcul que l'on peut résumer de la façon suivante :

- 1.- L'influence des contraintes résiduelles existant dans les profilés métalliques sur la résistance ultime calculée des poteaux mixtes va dans le même sens que l'influence sur la résistance ultime des sections donnée au paragraphe 5.1.
- 2.- La relation entre la valeur absolue de l'effort de compression et l'influence des contraintes résiduelles décrite sous chiffre 1.- du paragraphe 5.1 est également vérifiée ici. En conséquence, l'influence des contraintes résiduelles sur la résistance ultime des poteaux mixtes diminue lorsque le coefficient d'élancement  $\bar{\lambda}_k$  augmente.
- 3.- Dans la zone des grands coefficients d'élancement ( $\bar{\lambda}_k > 2,0$  dans les cas décrits ici), les valeurs des résistances ultimes déterminées par le calcul avec et sans contraintes sont pratiquement les mêmes.
- 4.- Les diminutions maximales de résistances ultimes dues à l'action des contraintes résiduelles et déterminées par des calculs comparatifs se situent vers 10 %.

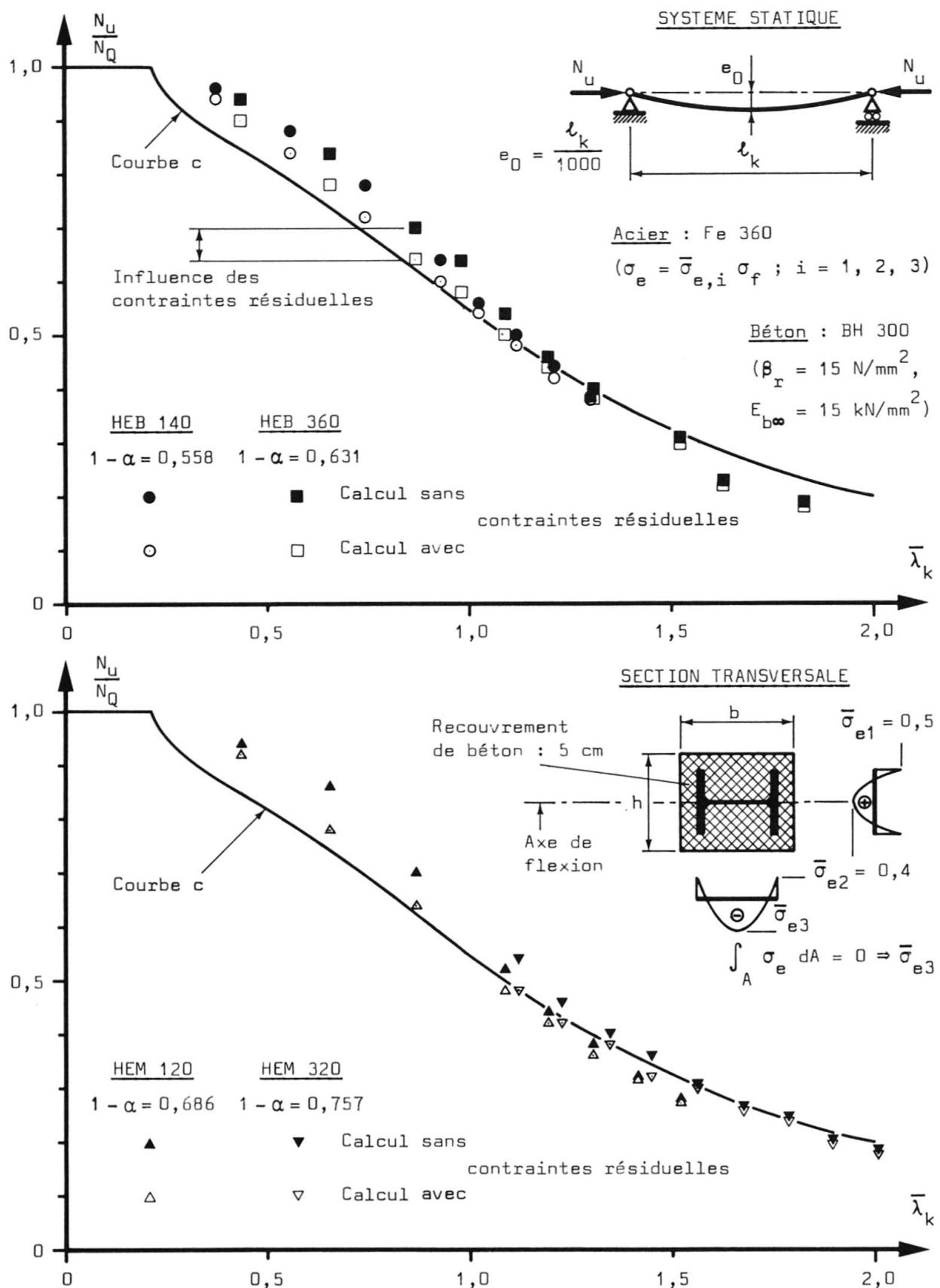


FIGURE 14 : Influence des contraintes résiduelles sur la résistance ultime  $N_u$  de poteaux mixtes et comparaison avec la courbe de flambage c [2].



5.- Cette diminution est plus faible en cas de flexion selon l'axe de forte inertie, de même qu'en présence d'un effort normal de compression excentré.

D'autres particularités peuvent être tirées directement de la FIGURE 14.

### 5.3 Comparaison des résultats théoriques avec les essais

Quelques essais décrits dans la littérature ont été recalculés selon la méthode exposée aux chapitres 3 et 4. La FIGURE 15 en donne le système statique, la section transversale ainsi que la répartition de contraintes résiduelles admise dans les calculs comparatifs.

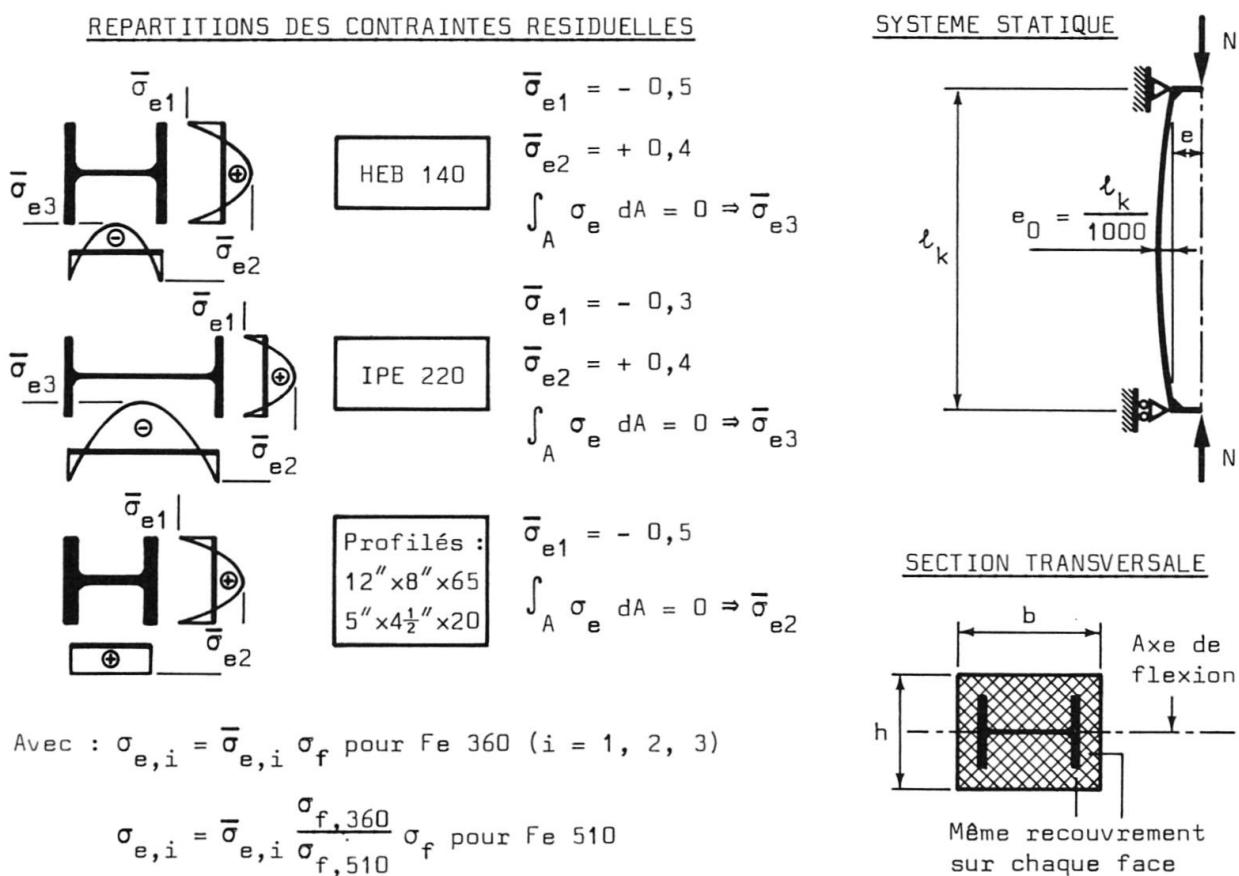


FIGURE 15 : Système statique, section transversale et répartitions des contraintes résiduelles admises dans les calculs.

#### 5.3.1 Poteaux mixtes sous effort de compression centré

Ces calculs comparatifs ont été effectués sur la base des essais de Liège décrits par ANSLIJN et JANSS [20]. Les résultats sont rapportés au TABLEAU 1 et confrontés à ceux de ANSLIJN et JANSS [20] et à ceux de ROIK [5]. La comparaison montre que la méthode décrite dans cet article donne des résistances ultimes en général trop élevées. Cela provient certainement du fait que l'hypothèse d'une excentricité initiale  $e_0$  (égale à  $l_k/1000$  comme le propose par exemple ROIK [5]) pour la prise en compte des imperfections dues au béton est trop favorable. Aussi les auteurs proposent-ils d'introduire, dans le calcul de la résistance ultime des poteaux mixtes chargés centriquement avec prise en compte des con-

TABLEAU 1 : Comparaison des résultats pour les poteaux mixtes sous effort de compression centré.

ESSAI NO	TYPE DE PROFILE	b x h [cm]	A a [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_f, a$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\beta_r$	$\ell_k$ [mm]	N essai [kN]	N essai / N théorique			
								[20]	[5]	[5] 1)	2)
1.1	HEB 140	24	4086	291	38,7	4280	2190	0,931	1,005	1,187	0,953
1.2		x	4086	291	35,8	4281	2220	0,998	1,079	1,264	1,000
1.3		24	4085	279	34,3	4276	2130	0,984	1,073	1,255	1,001
2.1	HEB 140	24	4105	299	34,3	3484	2390	1,014	1,043	1,148	0,995
2.2		x	4105	299	29,8	3471	2220	1,030	1,060	1,156	1,002
2.3		24	4105	299	35,8	3478	2630	1,073	1,115	1,232	1,041
3.1	HEB 140	24	4084	282	38,3	2490	2680	1,000	0,972	0,990	0,941
3.2		x	4084	282	38,7	2476	2280	0,845	0,822	0,837	0,795
3.3		24	4084	282	34,3	2488	2390	0,959	0,930	0,947	0,900
4.1	HEB 140	24	4084	282	34,3	1288	2600	1,011	0,907	0,857	0,898
4.2		x	4084	282	29,8	1282	2520	1,065	0,955	0,901	0,946
4.3		24	4084	282	36,1	1253	2800	1,053	0,946	0,897	0,937
6.1	HEB 140	24	4183	512	32,0	4274	2400	1,102	1,221	1,293	1,043
6.2		x	4183	512	34,4	4275	2200	0,963	1,063	1,139	0,964
6.3		24	4183	512	32,7	4274	2530	1,146	1,267	1,348	1,105
9.1	IPE 220	32	3488	278	29,8	3487	2330	1,083	1,116	1,217	1,067
9.2		x	3488	275	38,3	3487	2580	0,991	1,022	1,133	0,992
9.3		21	3514	274	34,4	3487	2100	0,878	0,904	0,996	0,897
N essai / N théorique (valeur moyenne)							—	1,007	1,028	1,100	0,971

1) Méthode simplifiée

2) Présente étude

traintes résiduelles, une déformation initiale accidentelle de valeur maximale égale à :

$$e_0 = \frac{\ell_k}{600} . \quad (15)$$

Cette valeur correspond à la moitié de celle préconisée habituellement pour les poteaux en béton armé (voir par exemple [21]).

### 5.3.2 Poteaux mixtes sous effort de compression excentré

Quelques poteaux chargés excentriquement décrits par ANSLIJN et JANSS [20] ainsi que les essais effectués au Building Research Station britannique décrits par BASU [22] ont également été recalculés. Les résultats du calcul de ces 29 cas sont reportés au TABLEAU 2 et à nouveau comparés à d'autres méthodes. Il apparaît que dans le cas des poteaux chargés excentriquement, c'est la méthode décrite ici qui présente les plus faibles écarts par rapport aux valeurs expérimentales. Pour rester réalistes, disons cependant que les différences entre nos résultats et ceux trouvés par le procédé de ANSLJIN et JANSS [20] et par la méthode générale de ROIK [5] sont pratiquement nulles. Finalement, on constate donc que le modèle de calcul présenté ici décrit apparemment bien les conditions de la réalité.



TABLEAU 2 : Comparaison des résultats pour les poteaux mixtes sous effort de compression excentré.

ESSAI NO	TYPE DE PROFILE	b x h [cm]	A a [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{f,a}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\beta_r$ [mm]	$\ell_k$ [mm]	e [mm]	N essai [kN]	$N_{essai}/N_{théorique}$					
									[20]	[22]	[5]	[5] <sup>1)</sup>	<sup>2)</sup>	
11.1	HEB 140	24	4122	292	35,0	3453	40	1140	0,996	—	1,073	1,079	1,032	
11.2		x	4122	292	36,1	3451	40	1200	1,027	—	1,105	1,116	1,038	
11.3		24	4122	292	31,4	3453	40	1090	1,022	—	1,107	1,097	0,969	
13.1	IPE 220	32	3488	278	36,1	2446	40	1220	1,057	—	1,027	1,012	1,002	
13.2		x	3514	274	33,9	2454	40	1060	0,964	—	0,942	0,919	0,965	
13.3		21	3514	274	33,3	2447	40	1040	0,959	—	0,939	0,912	0,959	
FE3	12" x 8" x 65	40,6	12340	232	18,4	4572	25	3048	1,227	1,234	1,259	1,46	1,290	
FE4			12340	232	17,2	4572	51	2200	1,223	1,257	1,282	1,49	1,276	
FE5			12340	232	21,3	4572	51	2340	1,181	1,225	1,225	1,49	1,240	
FE6			12340	232	19,5	4572	76	1640	1,107	1,131	1,133	1,30	1,162	
FE7			x 12340	232	19,5	4572	102	1340	1,093	1,117	1,121	1,26	1,108	
FE8			30,5	12340	232	20,4	4572	127	1189	1,122	1,143	1,145	1,28	1,156
FE9			12340	232	19,8	4572	152	1046	1,185	1,167	1,173	1,29	1,146	
FE10			12340	232	22,5	4572	178	904	1,060	1,094	1,083	1,18	1,051	
FE11			12340	232	21,9	4572	203	762	1,012	1,038	1,030	1,13	1,026	
CV2	5" x 4 1/2" x 20	17,8	3794	254	10,5	2083	19	609,6	1,177	1,053	1,124	1,25	1,120	
CV3			x 3794	254	16,9	2083	19	731,5	1,227	1,113	1,158	1,31	1,137	
CV4			16,5	3794	254	21,6	2083	19	812,8	1,247	1,135	1,164	1,34	1,163
CV5			3794	254	26,0	2083	19	914,4	1,264	1,181	1,203	1,40	1,120	
CV6			3794	254	30,6	2083	20	1036,0	1,364	1,283	1,288	1,52	1,235	
AE1	5" x 4 1/2" x 20	17,8	3794	254	18,1	711	25	752	1,235	0,996	0,947	0,94	0,974	
AE2			3794	254	23,0	1168	25	742	1,160	0,967	0,934	0,94	0,954	
AE3			3794	254	22,2	2083	25	640	1,092	1,047	1,027	1,19	1,043	
AE4			3794	254	24,8	2997	25	538	0,991	1,078	1,065	1,35	1,051	
AE5			x 3794	254	20,1	3912	25	447	1,093	1,078	1,251	1,52	1,258	
EA7			16,5	3794	254	18,4	1168	13	1016	1,281	1,074	1,046	1,06	1,040
AE8			3794	254	19,0	2997	13	732	1,158	1,206	1,269	1,58	1,260	
AE9			3794	254	13,4	3912	38	356	1,285	1,343	1,349	1,70	1,360	
AE10			3794	254	16,9	3912	51	330	1,227	1,341	1,327	1,68	1,311	
$N_{essai}/N_{théorique}$ (valeur moyenne)								—	1,139	1,144	1,131	1,27	1,119	

1) Méthode simplifiée

2) Présente étude

## 6. CONCLUSION

Les résistances ultimes théoriques des poteaux mixtes soumis à des efforts de compression centrés et excentrés sont déterminées, selon les normes les plus récentes, sur la base des courbes de flambage des éléments métalliques comprimés. On fait ainsi l'hypothèse que le rapport entre la résistance ultime et l'effet des contraintes résiduelles est le même pour les poteaux mixtes que pour les poteaux métalliques. La recherche décrite ici a confirmé le bien-fondé de cette hypothèse, puisque dans le cas des poteaux mixtes, l'effet des contraintes résiduelles est sensiblement plus faible.

En effet, des calculs comparatifs ont montré que les diminutions de résistances ultimes des poteaux mixtes dues aux contraintes résiduelles étaient de 10 % au

maximum, alors que ces diminutions étaient beaucoup plus grandes pour les poteaux purement métalliques [15]. On peut donc en conclure que les méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes basées sur les courbes européennes de flambage, établies pour des poteaux métalliques, donnent des résultats situés du côté de la sécurité.

Cette recherche a également permis de montrer que la résistance ultime des sections mixtes était aussi diminuée. Cette réduction devrait être prise en considération par un choix prudent des contraintes limites dans le béton et l'acier lors de la vérification des sections.

#### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Roik, K. und Bode, H. *Tragfähigkeit von Verbundstützen*. Fortschritt-Berichte der VDI-Zeitschriften, Düsseldorf, Reihe 4, Nr 33, 1977, pp. 64-82.
- [2] Norme SIA 161 : *Constructions métalliques*. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1979.
- [3] B.S. 5400, Part 5 : *Composite bridges*. British Standard Institution, London, 1979.
- [4] Commission mixte AIPC-CEB-CECM-FIP "Constructions mixtes acier-béton". *Projet de code modèle pour constructions mixtes*. Construction métallique, Puteaux, vol. 17, no 1, 1980.
- [5] Roik, K. et al. *Tragfähigkeit von einbetonierten Stahlstützen*. Mitt. Nr 76-4, Inst. für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1976.
- [6] Janss, J. et Bailly, R. *Dimensionnement des colonnes mixtes acier-béton*. Construction Métallique, Puteaux, vol. 14, no 3, 1977, pp. 3-16.
- [7] Dowling, P.J., Chu, H.F. and Virdi, K.S. *The design of composite columns for biaxial bending*. In : *Stability of Steel Structures*, preliminary report. Second International Colloquium, Liège, 1977, pp. 165-174.
- [8] Dowling, P.J., Janss J. and Virdi, K.S. *The design of composite steel-concrete columns*. In : *Second International Colloquium on Stability, Introductory Report*, Appendix pp. 309-327. Tokyo 1976, Liège, Washington 1977.
- [9] Frey, F. *Calcul au flambement des barres industrielles*. Bulletin technique de la Suisse romande, Lausanne, vol. 97, no 11, 1971, pp. 239-250.
- [10] Daddi, I. et Mazzolani, F.M. *Détermination expérimentale des imperfections structurales des profilés en acier*. Construction métallique, Puteaux, vol. 11, no 1, 1974, pp. 17-38.
- [11] Schultz, G. *Die Traglastberechnung von planmäßig mittig belasteten Druckstäben aus Baustahl unter Berücksichtigung von geometrischen und strukturellen Imperfektionen*. Dissertation, Technische Universität Graz, 1968.
- [12] Tebedge, N. et Tall, L. *Contraintes résiduelles dans les profilés en acier. Synthèse des valeurs mesurées*. Construction métallique, Puteaux, vol. 11, no 2, 1974, pp. 37-48.
- [13] Lugeon, Michel et Vinnakota, Sriramulu. *Stabilité de poutres-colonnes métalliques en double té : mesures des contraintes résiduelles*. Institut de la construction métallique, Lausanne, 1978.
- [14] Beer, H. et Schulz, G. *Bases théoriques des courbes européennes de flambement*. Construction métallique, Puteaux, vol. 7, no 3, 1970, pp. 38-57.



- [15] Lindner, J. *Der Einfluss von Eigenspannungen auf die Traglast von I-Trägern*. Der Stahlbau, Berlin, Vol. 43, Nr 2-3, 1974, pp. 39-45 und 86-91.
- [16] Litzner, H.-U. *Nichtlineare Behandlung von ebenen Stabtragwerken aus Stahlbeton nach dem Weggrößenverfahren*. Dissertation, Technische Hochschule Aachen, 1979.
- [17] Dowling, P.J. and Virdi, K.S. *The ultimate strength of composite columns in biaxial bending*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, Vol. 55, 1973, pp. 251-272.
- [18] Crisinel, Michel et Vinnakota, Sriramulu. *Stabilité de poutres-colonnes en double té : essais de traction*. Institut de la construction métallique, Lausanne, 1978.
- [19] Norme SIA 162, Directive 34 : *Résistance à la rupture et dimensionnement des structures en béton armé et en béton précontraint*. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1976.
- [20] Anslijn, R. et Janss, J. *Le calcul des charges ultimes des colonnes enrouées de béton*. CRIF, Bruxelles, MT 89, 1974.
- [21] Norme SIA 162, Directive 35 : *Vérification de la sécurité à la rupture des pièces comprimées*. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1976.
- [22] Basu, A.K. *Computation of Failure Loads of Composite Columns*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, Vol. 36, 1967.