

APPLICATION DE L'EUROCODE 4 POTEAU MIXTE PARTIELLEMENT ENROBÉ SOUS CHARGE AXIALE CENTRÉE

Justification de la résistance à température ambiante et au feu

par J. MATHIEU

1

1. – INTRODUCTION

L'intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte réside dans la résistance au feu intégrée qu'il apporte en faisant l'économie des frais de coffrage et en permettant une pré-fabrication des pièces au sol. Cette résistance au feu n'est cependant pas automatiquement justifiée dans toutes les configurations statiques et pour toutes les classes de résistance au feu, en raison de l'exposition des ailes du profilé et de leur contribution relativement importante à température ambiante. La classe de résistance au feu est évaluable par le calcul et doit être établie dans chaque cas.

Cet article complète des exercices publiés précédemment ([1], [2]); il présente le calcul détaillé d'un poteau mixte partiellement enrobé soumis à une charge axiale centrée. La justification porte d'abord sur la résistance ultime à température ambiante suivant l'ENV EC4-1-1 [3]. Ensuite, la résistance au feu sera vérifiée en utilisant deux méthodes proposées dans l'ENV EC4-1-2 [4].

2. – DONNÉES DE L'EXERCICE

2,1. – Disposition du poteau

Il s'agit d'un poteau intérieur situé au rez-de-chaussée d'un immeuble à usage de bureaux de type R+5. La hauteur d'étage est de 4,20 mètres. La charge est supposée centrée sur le poteau. Une classe de résistance au feu R60 est exigée dans ce projet.

J. MATHIEU – Ingénieur Ulg, Assistance
Technique, EUROPROFIL Luxembourg

EC4-MIX 1-01

2.2. – Combinaisons de charges

Le DAN de l'ENV EC1 [5] est utilisé pour déterminer les actions de calcul.

La descente de charge des 4 planchers supérieurs et du niveau en toiture donne les valeurs effectives suivantes au rez-de-chaussée :

Poids propre de la structure : 1 400 kN

Charges permanentes : 360 kN

Charges d'exploitation : 700 kN

La valeur de calcul de l'effort normal à la température ambiante et pour une action variable dominante (§ 9.4.2 Éq. 9.10) est déterminée comme suit :

$$N_{Sd} = (1\,400 + 360) \times 1,35 + 700 \times 1,5 = \mathbf{3\,426\text{ kN}}$$

La valeur de calcul de l'effort normal en situation d'incendie est obtenue comme suit (§ 9.4.2 Éq. 9.11 avec $\psi_1 = 0,5$) :

$$N_{Sd,fi} = (1\,400 + 360) \times 1,00 + 700 \times 0,5 = \mathbf{2\,110\text{ kN}}$$

2.3. – Longueurs de flambement

Les dalles de plancher assurent généralement une fonction de compartimentage au feu, de sorte que la partie chauffée d'un poteau sera considérée dans une analyse par éléments comme limitée à la hauteur d'un niveau entre deux dalles successives.

Le poteau est continu à travers la dalle supérieure, et son assemblage sur la fondation, dans une configuration usuelle d'ancrage, n'autorise en fait qu'une rotation très faible. La grande rigidité relative qui se manifeste aux extrémités froides de l'élément chauffé limite considérablement les possibilités de rotation à ces endroits et impose en situation d'incendie un mode de flambement qui peut être assimilé à une situation d'encastrement en tête et en pied.

On admet dans les calculs, en conformité avec l'ENV EC4-1-2 [4] pour la situation d'incendie, les longueurs de flambement suivantes :

– à température ambiante : $L = 1,0 \cdot H = 4,20\text{ m}$

– en situation d'incendie : $L_{\theta} = 0,5 \cdot H = 2,10\text{ m}$

2.4. – Section transversale à justifier

La section transversale à justifier (fig. 1) est en fait obtenue à la suite d'un processus itératif. Elle est constituée d'un profilé laminé HEA 360 en acier de nuance S235. Les chambres du profilé sont remplies d'un béton de qualité C30/37. Outre les étriers et barres constructives habituelles, ce béton comprend quatre barres principales de 30 mm de diamètre en acier S500.

EC4-MIX 1-01

Il faut préciser que ce diamètre d'armature est purement théorique pour la conduite de cet exercice, car il n'est pas usuel et il n'est pas tenu en stock partout en Europe.

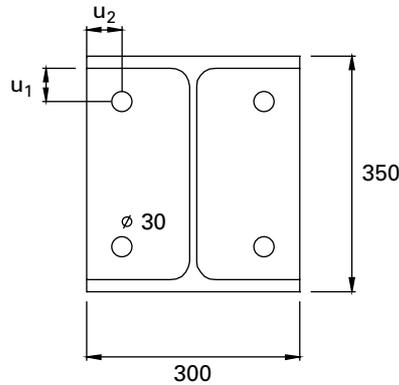


Fig. 1

3

Profilé laminé :	Armatures :	Béton C30/37 :
HEA 360, acier S235.	4 Ø 30, acier S500	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
$A_a = 14\,300 \text{ mm}^2$	$u_1 = u_2 = 50 \text{ mm}$	$A_c = 87,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
$E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 32 \text{ kN/mm}^2$
$I_{a,z} = 78,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	$A_s = 2\,828 \text{ mm}^2$	$E_{cd} = 23,7 \text{ kN/mm}^2$
	$E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$	$I_{c,z} = 680,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
	$I_{s,z} = 28,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	

La limite d'élasticité de calcul de l'acier du profilé sera réduite à $f_y = 225 \text{ N/mm}^2$ conformément à l'invalidation du DAN, car l'épaisseur des ailes dépasse 16 mm (ENV EC4-1-1 § 3.3.2).

Dans les calculs qui suivent, il n'est tenu compte des congés de raccordement âme-aile du profilé métallique que dans les valeurs A_a et $I_{a,z}$.

3. – JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ A TEMPÉRATURE AMBIANTE

La résistance du poteau à la température ambiante est vérifiée ci-après suivant le § 4.8 de l'ENV EC4-1-1 [3].

Résistance plastique à la compression :

$$\begin{aligned}
 N_{pl.Rd} &= A_a \cdot f_y / \gamma_{Ma} + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s \\
 &= (14\,300 \times 225 / 1,1 + 87\,900 \times 0,85 \times 30 / 1,5 + 2\,828 \times 500 / 1,15) / 1000 \\
 &= 5\,649 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

EC4-MIX 1-01

et, lorsque tous les facteurs partiels de sécurité sont égaux à 1,00 dans la formule précédente :

$$\begin{aligned} N_{pl.R} &= A_a \cdot f_y + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \\ &= (14\,300 \times 225 + 87\,900 \times 0,85 \times 30 + 2\,828 \times 500)/1000 \\ &= 6\,873 \text{ KN} \end{aligned}$$

La part de l'acier dans la résistance plastique atteint :

$$(14\,300 \times 225/1,1)/1\,000 = 2\,925 \text{ kN}$$

soit, rapportée à la résistance plastique totale :

$$\delta = 2\,925/5\,649 = 0,518$$

La condition $0,2 < \delta < 0,9$ (§ 4.8.3. (3).(b)) est satisfaite.

Charge critique élastique de flambement :

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \pi^2 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,8 \cdot E_{cd} \cdot I_c)/L^2 \\ &= \frac{\pi^2}{4\,200^2} \cdot (210 \times 78,9 + 210 \times 28,4 + 0,8 \times 23,7 \times 680,3) \cdot 10^6 \\ &= 19\,824 \text{ kN} \end{aligned}$$

Élancement réduit (non dimensionnel) :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl.R}/N_{cr}} = \sqrt{6\,873/19\,824} = 0,589$$

La condition $\bar{\lambda} < 2,0$ est satisfaite (§ 4.8.3.1. (3).(c)).

Courbe de flambement « c » suivant EC3-1-1 [6] $\rightarrow \chi_z = 0,792$

Résistance du poteau au flambement :

$$\begin{aligned} N_{b.Rd} &= \chi_z \cdot N_{pl.Rd} = 0,792 \times 5\,649 = 4\,472 \text{ kN} \\ N_{Sd} &= 3\,426 \text{ kN} < N_{b.Rd} = 4\,472 \text{ kN} \end{aligned}$$

La stabilité à température ambiante est vérifiée.

4. – JUSTIFICATION DE LA RÉSISTANCE AU FEU R60

4.1. – Méthode des valeurs tabulées

La méthode des valeurs tabulées est proposée au § 4.2.3.3 de l'ENV EC4-1-2 [4]. Elle peut être utilisée pour justifier la résistance au feu d'un poteau partiellement enrobé à partir de la réalisation de quelques critères définis par le Tableau 4.6.

EC4-MIX 1-01

Il convient de vérifier au préalable que les conditions d'applicabilité de cette méthode sont bien satisfaites (§ 4.2.3.1.1). C'est le cas, car la longueur de flambement peut être considérée comme réduite de moitié en situation d'incendie, et la hauteur du poteau n'excède pas 30 fois sa largeur (9,00 mètres).

Le premier paramètre intervenant dans le tableau est le taux de chargement $\eta_{fi,t}$. Il exprime le rapport de la sollicitation en situation d'incendie $N_{Sd,fi}$ à la résistance R_d à la température ambiante. C'est un paramètre très important lorsqu'il s'agit d'évaluer la résistance au feu d'un élément quelconque.

$$\eta_{fi,t} = \frac{N_{Sd,fi}}{R_d}$$

La longueur de flambement réduite de moitié en situation d'incendie correspond aux hypothèses d'élaboration du Tableau 4.6. On peut alors directement utiliser pour R_d la valeur de $N_{b,Rd}$ à température ambiante calculée plus haut en 3. Dès lors :

$$\eta_{fi,t} = N_{Sd,fi} / R_d = 2110 / 4472 = 0,473$$

À partir de ce niveau de chargement on obtient les caractéristiques minimales de la section par interpolation dans le Tableau 4.6 :

- Dimensions minimales h, b de la section :

$$260 \text{ mm pour } \eta_{fi,t} = 0,3$$

$$300 \text{ mm pour } \eta_{fi,t} = 0,5$$

pour $\eta_{fi,t} = 0,473$ on déduit **294 mm** par interpolation linéaire

$$b_{\text{réel}} = 300 \text{ mm} > 294 \text{ mm, condition satisfaite}$$

- Distance minimale à l'axe des armatures u_s : **40 mm**

$$u_{s,\text{réel}} = 50 \text{ mm} > 40 \text{ mm, condition satisfaite}$$

- Rapport de l'épaisseur de l'âme à l'épaisseur de la semelle e_w/e_f :

$$0,5 \text{ pour } \eta_{fi,t} = 0,3$$

$$0,6 \text{ pour } \eta_{fi,t} = 0,5$$

pour $\eta_{fi,t} = 0,473$ on obtient **0,59** par interpolation

$$(e_w/e_f)_{\text{réel}} = 10/17,5 = 0,57 \approx 0,59$$

Le profilé satisfait approximativement à l'exigence R60. En toute rigueur, il conviendrait de renforcer la section si on base la justification au feu sur cette seule méthode des valeurs tabulées. Ce renforcement pourrait être réalisé par l'ajout d'armatures, ou par le choix d'un acier de nuance supérieure ou d'un béton d'une classe de résistance plus élevée, de manière à diminuer un peu le taux de chargement $\eta_{fi,t}$.

EC4-MIX 1-01

4.2. – Modèle de calcul simplifié

Un modèle de calcul simplifié est proposé dans l'ENV EC4-1-2 [4] au § 4.3.6 et dans l'Annexe F. La méthode de calcul décrite est similaire à la méthode de calcul à température ambiante, mais elle s'applique à une section dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont forfaitairement réduites en fonction de la classe de résistance au feu à atteindre.

Il convient d'abord de vérifier que la section transversale se trouve bien dans les limites d'applicabilité de la méthode pour la classe de résistance au feu R60. Ces limites sont définies au § 4.3.6.2. (2) :

- $L_{\theta} = 2,10 \text{ m} < L_{\theta, \text{maximum}} = 13,5 \cdot b = 13,5 \times 300 = 4050 \text{ mm}$
- $230 \text{ mm} < h = 350 \text{ mm} < 1100 \text{ mm}$
- $230 \text{ mm} < b = 300 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$
- $1 \% < \text{pourcentage d'armatures} = 3,22 \% < 6 \%$

Les conditions sont bien satisfaites.

Les dimensions du profilé HEA 360 sont :

$$b = 300 \text{ mm} \quad h = 350 \text{ mm} \quad e_w = 10 \text{ mm} \quad e_f = 17,5 \text{ mm}$$

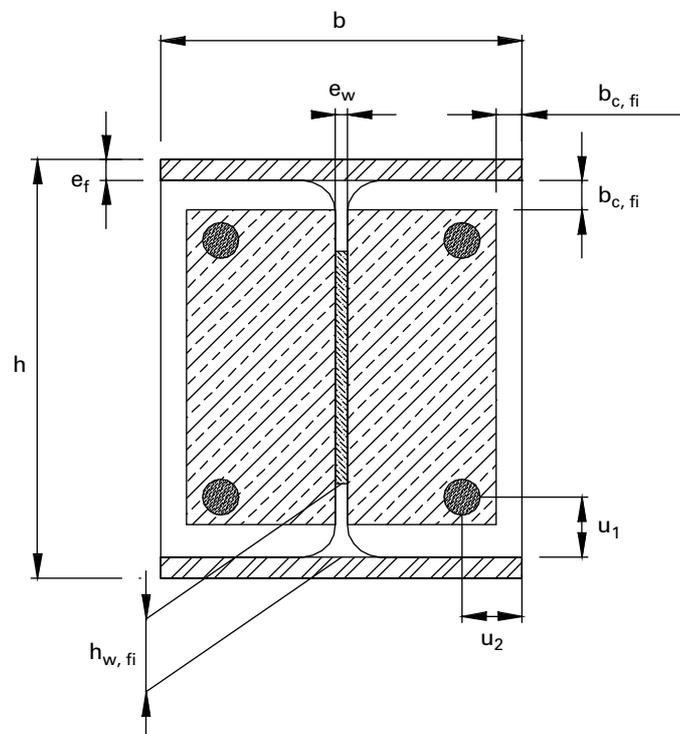


Fig. 2

(La figure 2 correspond à la figure F.1 de l'ENV EC4-1-2)

Contribution des ailes du profilé

$$A_m = 2 \cdot (h + b) = 2 \times (0,30 + 0,35) = 1,30 \text{ m}$$

$$V = h \cdot b = 0,30 \times 0,35 = 0,105 \text{ m}^2$$

Facteur de massiveté : $A_m/V = 1,30/0,105 = 12,381 \text{ m}^{-1}$

Tableau F.1, pour R60 : $\theta_{0,t} = 680 \text{ }^\circ\text{C}$ et $k_t = 9,55 \text{ m }^\circ\text{C}$

$$\theta_{f,t} = \theta_{0,t} + k_t(A_m/V) = 680 + 9,55 \times 12,381 = 798,2 \text{ }^\circ\text{C}$$

Tableau 3.2 de l'ENV EC4-1-2 : par interpolation linéaire pour 798,2 °C on trouve :

$$k_{\max, \theta} = 0,1121 \text{ et } k_{E, \theta} = 0,091$$

et on en déduit les caractéristiques mécaniques réduites de l'acier :

$$f_{a \max, f, t} = f_{ay, f, 20^\circ\text{C}} \cdot k_{\max, \theta} = 225 \times 0,1121 = 25,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{E}_{a, f, t} = E_{a, f, 20^\circ\text{C}} \cdot k_{E, \theta} = 210\,000 \times 0,091 = 19\,047 \text{ N/mm}^2$$

Résistance plastique des deux ailes exposées au feu :

$$N_{fi, pl, Rd, f} = 2 \cdot (b \cdot e_f \cdot f_{a \max, f, t}) / \gamma_{M, fi, a} = 2 \cdot 300 \times 17,5 \times 25,22 / 1,0 = \mathbf{264\,810 \text{ N}}$$

Rigidité efficace en flexion (axe faible) des deux ailes :

$$(E \cdot I)_{fi, f, z} = \bar{E}_{a, f, t} \cdot \left(e_f \cdot \frac{b^3}{6} \right) = 19\,047 \times 17,5 \times \frac{300^3}{6} = \mathbf{1,5 \cdot 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2}$$

Contribution de l'âme du profilé

Tableau F.2 : $H_t = 770 \text{ mm}$ pour la classe R60

Hauteur d'âme à négliger :

$$\begin{aligned} h_{w, fi} &= 0,5 \cdot (h - 2 \cdot e_f) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \cdot \left(\frac{H_t}{h} \right)} \right) \\ &= 0,5 \times (350 - 2 \times 17,5) \times \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \times \left(\frac{770}{350} \right)} \right) = 30,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Niveau de contrainte maximal :

$$f_{a \max, w, t} = f_{ay, w, 20^\circ\text{C}} \cdot \sqrt{1 - 0,16 \cdot \left(\frac{H_t}{h} \right)} = 225 \times \sqrt{1 - 0,16 \times \left(\frac{770}{350} \right)} = 181,1 \text{ N/mm}^2$$

Résistance plastique de l'âme à la compression axiale sous incendie :

$$\begin{aligned} N_{fi, pl, Rd, w} &= e_w \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w, fi}) \cdot f_{a \max, w, t} / \gamma_{M, fi, a} \\ &= 10 \times (350 - 2 \times 17,5 - 2 \times 30,7) \times 181,1 / 1,0 = \mathbf{459\,271 \text{ N}} \end{aligned}$$

EC4-MIX 1-01

Rigidité efficace en flexion de l'âme :

$$(E \cdot I)_{fi, w, z} = E_{a, w, 20^\circ C} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w, fi}) \cdot e_w^3 / 12$$

$$= 210\,000 \times (350 - 2 \times 17,5 - 2 \times 30,7) \cdot 10^3 / 12 = \mathbf{4,437 \cdot 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}^2}$$

Contribution des armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité de calcul : Tableau F.5

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} = \sqrt{50 \times 50} = 50 \text{ mm}$$

$$k_{y, t} = 0,976 \text{ pour R60}$$

Résistance plastique à la compression des armatures :

$$N_{fi, pl, Rd, s} = A_s \cdot k_{y, t} \cdot f_{sy, 20^\circ C} / \gamma_{M, fi, s} = 2827,4 \times 0,976 \times 500 / 1,00 = \mathbf{1\,379\,771 \text{ N}}$$

Facteur de réduction $k_{E, t}$ du module d'élasticité des armatures (Tableau F.6) : $k_{E, t} = 0,689$

Inertie des barres par rapport à l'axe zz : le centre des barres de 30 mm se trouvant à une distance de 100 mm de l'axe médian de l'âme du profilé, on calcule :

$$I_{s, z} = 4\pi \times \frac{15^4}{4} + 4\pi \times 15^2 \times 100^2 = 28\,433\,377 \text{ mm}^4$$

Valeur de calcul de la rigidité réduite en flexion des armatures :

$$(E \cdot I)_{fi, s, z} = k_{E, t} \cdot E_{s, 20^\circ C} \cdot I_{s, z} = 0,689 \times 210\,000 \times 28\,433\,377 = \mathbf{4,114 \cdot 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2}$$

Contribution du béton

Couche externe de béton négligée dans le calcul :

Tableau F.3 : $b_{c, fi} = 15,0 \text{ mm}$

Température moyenne de calcul dans le béton, obtenue par interpolation dans le Tableau F.4 :

$$\text{pour } A_m/V = 9 \rightarrow \theta_{c, t} = 300^\circ \text{C}$$

$$\text{pour } A_m/V = 21 \rightarrow \theta_{c, t} = 400^\circ \text{C}$$

$$A_m/V = 12,381 \rightarrow \theta_{c, t} = 328,17^\circ \text{C}$$

Par interpolation dans le Tableau 3.3 sur base d'une température moyenne du béton de 328,17 °C on détermine :

$$k_{c, \theta} = 0,822 \text{ et } \varepsilon_{cu, \theta} = 6,423 \cdot 10^{-3}$$

Module sécant réduit du béton C30 :

$$E_{c, sec, \theta} = f_{c, \theta} / \varepsilon_{cu, \theta} = f_{c, 20^\circ C} \cdot k_{c, \theta} / \varepsilon_{cu, \theta} = 30 \times 0,822 / 6,423 \cdot 10^{-3} = 3839 \text{ N/mm}^2$$

EC4-MIX 1-01

Résistance plastique du béton à la compression axiale (avec $\gamma_{M, fi, c} = 1,30$ suivant le Document d'Application National) :

$$N_{fi, pl, Rd, c} = 0,86 \cdot [(h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c, fi}) \cdot (b - e_w - 2 \cdot b_{c, fi}) - A_s] \cdot f_{c, \theta} / \gamma_{M, fi, c}$$

$$= 0,86[(350 - 2 \times 17,5 - 2 \times 15) \times (300 - 10 - 2 \times 15) - 2827,4] \times 30 \times 0,822 / 1,30$$

$$= \mathbf{1\ 162\ 708\ N}$$

Rigidité efficace du béton en flexion :

$$(E \cdot I)_{fi, c, z} = E_{c, sec, \theta} \cdot [(h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c, fi}) \cdot ((b - 2 \cdot b_{c, fi})^3 - e_w^3) / 12] - I_{s, z}$$

$$= 3839[(350 - 2 \times 17,5 - 2 \times 15) \times ((300 - 2 \times 15)^3 - 10^3) / 12] - 28433377$$

$$= \mathbf{1,685 \cdot 10^{12}\ N \cdot mm^2}$$

Charge axiale de flambement à température élevée (R60)

Résistance plastique à la compression, obtenue par sommation des capacités des différents constituants :

$$N_{fi, pl, Rd} = N_{fi, pl, Rd, f} + N_{fi, pl, Rd, w} + N_{fi, pl, Rd, s} + N_{fi, pl, Rd, c}$$

$$= 264810 + 459271 + 1379771 + 1162708$$

$$= \mathbf{3\ 266\ 560\ N}$$

Rigidité efficace totale en flexion :

$$(E \cdot I)_{fi, eff, z} = \varphi_{f, \theta} \cdot (E \cdot I)_{fi, f, z} + \varphi_{w, \theta} \cdot (E \cdot I)_{fi, w, z} + \varphi_{c, \theta} \cdot (E \cdot I)_{fi, c, z} + \varphi_{s, \theta} \cdot (E \cdot I)_{fi, s, z}$$

avec suivant le Tableau F.7 :

$$\varphi_{f, \theta} = 0,9; \quad \varphi_{w, \theta} = 1,0; \quad \varphi_{c, \theta} = 0,8; \quad \varphi_{s, \theta} = 0,9$$

$$(E \cdot I)_{fi, eff, z} = 0,9 \times 1,5 \cdot 10^{12} + 1,0 \times 4,437 \cdot 10^9 + 0,8 \times 1,685 \cdot 10^{12} + 0,9 \times 4,114 \cdot 10^{12}$$

$$= \mathbf{6,405 \cdot 10^{12}\ N \cdot mm^2}$$

Charge critique élastique de flambement :

$$N_{fi, cr, z} = \pi^2 \cdot (E \cdot I)_{fi, eff, z} / L_{\theta}^2 \quad \text{avec} \quad L_{\theta} = L/2 = 2\ 100\ \text{mm}$$

$$N_{fi, cr, z} = \pi^2 \times (6,405 \cdot 10^{12}) / 2\ 100^2 = \mathbf{14\ 334\ 508\ N (= 14\ 334\ kN)}$$

Élancement réduit : $\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi, pl, R} / N_{fi, cr, z}}$

$N_{fi, pl, R}$ est la valeur de $N_{fi, pl, Rd}$ lorsque tous les facteurs partiels de sécurité $\gamma_{M, fi} = 1,00$. La contribution du béton calculée plus haut tient compte d'un facteur $\gamma_{M, fi, c} = 1,30$. Elle sera adaptée en conséquence. Les autres contributions ont été calculées de toute façon avec un facteur de sécurité partiel 1,00. Dès lors :

$$N_{fi, pl, R} = 264810 + 459271 + 1379771 + 1162708 \times 1,30 = \mathbf{3\ 615\ 372\ N}$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{3\ 615\ 372}{14\ 334\ 508}} = \mathbf{0,502}$$

EC4-MIX 1-01

La courbe de flambement « c » définie dans l'ENV EC3-1-1 [6] donne $\chi_z = 0,842$

Charge axiale centrée admissible compte tenu du flambement en situation d'incendie :

$$N_{fi, Rd, z} = \chi_z \cdot N_{fi, pl. Rd} = 0,842 \times 3\,266\,560 = 2\,750\,443 \text{ N ou } \mathbf{2\,750 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{N_{Sd, fi} = 2\,110 \text{ kN} < N_{fi, Rd, z} = 2\,750 \text{ kN}}$$

La stabilité est largement assurée après 60 minutes de feu ISO.

10

4.3. – Comparaison des méthodes et conclusions

L'exemple présenté montre bien que la méthode des valeurs tabulées est plus simple d'application et plus rapide en calcul manuel. Elle donne cependant des résultats très largement sécuritaires par rapport à la méthode de calcul simplifiée.

On vérifiera en outre par application de **la méthode de calcul simplifiée** que les sections suivantes plus économiques seraient aussi acceptables pour satisfaire à l'exigence R60 :

- HEA 320 en S235, béton C30/37, 4φ25 mm (3 825/2 149 kN)
- HEA 300 en S235, béton C30/37, 4φ25 mm (4 302/2 206 kN)
- HEA 280 en S355, béton C30/37, 4φ28 mm (3 796/2 129 kN)

Les chiffres entre parenthèses représentent respectivement les capacités portantes à froid et à chaud.

Par ailleurs, le calcul en situation d'incendie devient nettement déterminant pour les classes supérieures à R60. L'optimisation d'une section impliquant plusieurs paramètres (profilé, nuance de l'acier, classe de résistance du béton, quantité d'armatures) nécessite plusieurs calculs successifs. L'utilisation d'un logiciel permettant une application rapide de cette méthode simplifiée s'avère indispensable.

Les deux méthodes possèdent un domaine commun de validité assez large. La méthode des valeurs tabulées, outre l'intérêt que représente sa simplicité, permet aussi quelquefois de justifier des poteaux dont les caractéristiques n'autorisent pas l'application de la méthode simplifiée.

5. – DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

L'ENV EC4-1-2 [4] laisse certaines libertés dans la manière de réaliser les étriers et de connecter le béton des chambres sur l'âme du profilé. Nous adopterons un système comprenant des étriers fermés et des connecteurs à tête soudés sur l'âme. Ce système offre l'avantage de pouvoir livrer au chantier des paniers d'armatures pré-assemblés qui seront simplement déposés dans les chambres et sommairement maintenus en place lors du bétonnage. Il évite la soudure des étriers sur l'âme.

5.1. – Introduction des charges

Les charges introduites à chaque plancher doivent être réparties entre les constituants acier et béton armé du poteau mixte. L'ENV EC4-1-1 [3](§ 4.8.2.6. (3)) impose d'assurer cette diffusion sur une distance n'excédant pas deux fois la largeur du poteau, soit $2 \times 300 = 600$ mm.

Les charges sont généralement introduites dans l'acier, par le biais d'un assemblage métallique. Nous supposons que le béton armé des chambres est continu d'un étage à l'autre, et, par simplification, que chaque niveau apporte une charge identique sur le poteau. Il faut alors introduire à chaque niveau $1/5$ de la charge totale de calcul, soit $3426/5 = 685$ kN.

La part du profilé dans la résistance plastique $\delta = 0,518$ a été calculée auparavant, de sorte qu'il faudra faire passer dans le béton armé des chambres : $(1 - 0,518) \times 685 = 330$ kN.

Adoptons des goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme, de dimension $\phi 16 \times 100$. Ils présentent une capacité ultime $P_{Rd} = 57,9$ kN/pièce. Il faudra 6 connecteurs, soit trois pièces de chaque côté de l'âme, pour introduire dans le béton armé sa part de charge. On n'aura aucune difficulté à les grouper au droit ou directement sous le niveau supérieur de l'assemblage (fig. 3).

Note : Dans la situation assez rare où la charge serait introduite par le béton, il conviendrait de tenir compte du retrait et du fluage du béton, car ces phénomènes contribuent à augmenter dans le temps la part de charge transférée vers l'acier.

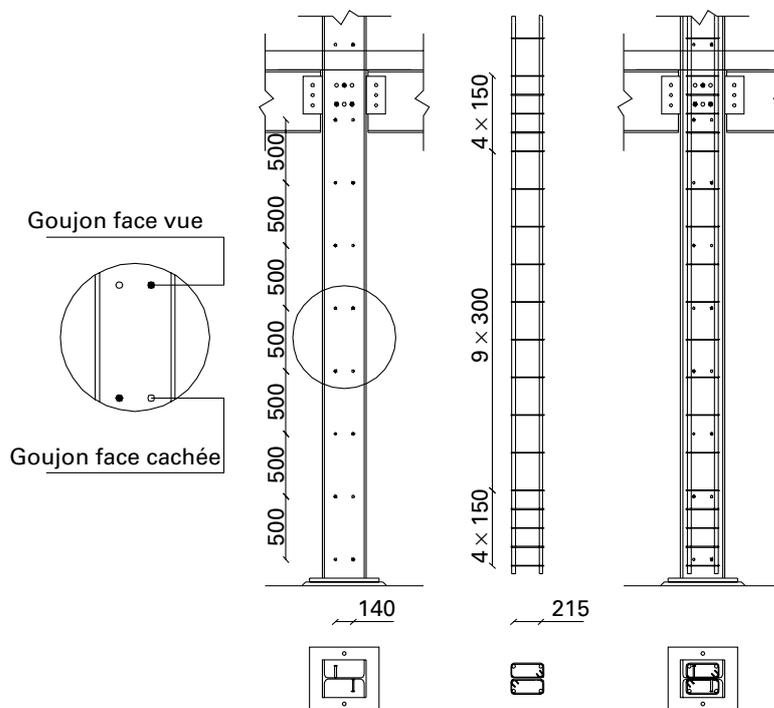


Fig. 3

EC4-MIX 1-01

5.2. – Connexion mécanique du béton sur l'âme

Même en l'absence d'effort tranchant à température ambiante, il est nécessaire d'assurer une liaison mécanique minimum entre le béton armé des chambres et l'âme du profilé, pour éviter une désolidarisation sous l'effet du gradient thermique en situation d'incendie. Cette connexion mécanique minimum est définie dans le § 5.3.1 de l'ENV EC4-1-2 [4]. Il convient de disposer au moins un connecteur tous les 500 mm sur chaque face de l'âme. Dans le cas de connecteurs soudés, on les distribue généralement en quinconce, en inversant l'ordre d'une face à l'autre pour éviter de superposer les soudures au même endroit (fig. 3).

Le diamètre minimum des connecteurs soudés est fixé à 10 mm, leur longueur devant atteindre $0,3 \cdot b = 0,3 \times 300 = 90$ mm. On adoptera en pratique des goujons $\phi 10 \times 100$, ou $\phi 13 \times 100$, voire $\phi 16 \times 100$ selon la disponibilité.

Note : On pourrait remplacer ces connecteurs à tête soudés par des barres d'armatures d'au moins 6 mm de diamètre traversant l'âme par des perçages prévus en atelier, et liaisonnant les paniers d'armatures situés de chaque côté. Il convient cependant dans ce cas de prendre des dispositions pour éviter que le béton fraîchement coulé dans une chambre ne sorte de celle-ci lors de l'opération de retournement de la pièce.

5.3. – Armatures principales et étriers

Les détails constructifs habituels en béton armé tels que définis dans l'ENV EC2-1-1 [7]) doivent être respectés lors de la conception du ferrailage des chambres.

Les coins intérieurs des paniers seront occupés par des barres de liaison de 8 ou de 10 mm pour permettre un assemblage correct des paniers et leur manipulation (fig. 4).

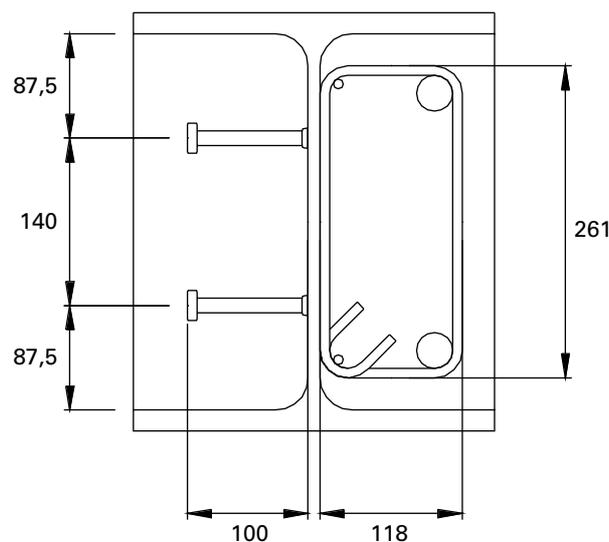


Fig. 4

Note : Il est d'usage sur les plans et sur les listes d'approvisionnement de coter les armatures en centimètres et de donner pour les étriers les dimensions extérieures après pliage.

EC4-MIX 1-01

Le diamètre des étriers sera au minimum de 6 mm ou 1/4 du diamètre des barres principales. Cette dernière condition étant déterminante dans cet exercice, on optera pour des étriers de **8 mm**. Leur espacement ne dépassera pas la plus petite des valeurs suivantes :

- $12 \times \phi$ des barres principales, soit $12 \times 30 = 360$ mm
- une valeur absolue de 400 mm
- la plus petite dimension transversale du poteau, soit **300 mm**, valeur déterminante dans notre cas.

De plus, il est demandé de resserrer la distance entre étriers pour qu'elle n'excède pas $0,6 \times 300 = 180$ mm dans les zones d'introduction des charges, soit sur les 600 mm au droit et sous les assemblages des poutres. La même mesure sera prise au-dessus de la platine de pied du poteau sur la fondation, où la réaction d'appui est introduite. Il ne sera pas nécessaire d'ajouter des connecteurs soudés sur l'âme à cet endroit comme spécifié pour les zones d'introduction des charges, si on peut considérer que la platine remplira la fonction de répartition de la réaction entre profilé et béton. Cette hypothèse sera assurée en particulier si le remplissage des chambres au sol avant montage a été complet, assurant un bon contact entre le béton de remplissage et la platine. Pour cela, il est souhaitable de disposer les boulons d'ancrage en dehors des chambres du profilé (fig. 3).

6. – RÉFÉRENCES

- [1] **J. Mathieu.** – « *Calcul d'une poutre mixte acier-béton partiellement enrobée compte tenu d'une exigence de résistance R90 au feu ISO* » ; Revue Construction Métallique n° 1, 1999.
- [2] **B. Zhao.** – « *Vérification de la résistance au feu des éléments mixtes selon la norme XP ENV 1994-1-2* » ; Revue Construction Métallique n° 3, 1999.
- [3] **ENV 1994-1-1 Eurocode 4** – « *Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton* » et DAN – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. – P22-391
- [4] **ENV 1994-1-2 Eurocode 4** – « *Calcul des structures mixtes acier-béton* » et DAN – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu – P22-392
- [5] **ENV 1991-1 Eurocode 1** – « *Bases du calcul et actions sur les structures* » et DAN – Partie 1 : Bases du calcul – P 06-101
- [6] **ENV 1993-1-1 Eurocode 3** – « *Calcul des structures en acier* » et DAN – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. – P22-311.
- [7] **ENV 1992-1-1 Eurocode 2** – « *Calcul des structures en béton* » et DAN – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. – P18-711

