

Exemple d'application de l'EN 1994-1-2: Poteau mixte partiellement enrobé de béton sous charge axiale centrée

P. Schaumann, T. Trautmann

University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 OBJECTIF

Dans cet exemple, on doit vérifier la résistance au feu d'un poteau mixte avec profilé en acier partiellement enrobé de béton à l'aide, d'une part de la méthode de calcul simplifiée et, d'autre part, avec la méthode par valeurs tabulées. Le poteau considéré est situé dans un étage intermédiaire d'un bâtiment de type bureau. L'ossature du bâtiment est contreventée et le poteau, d'une hauteur de 4 m, est assemblé de manière rigide aux poteaux situés en-dessous et au-dessus de lui. Par conséquent, comme le montre la figure 1, la longueur de flambement du poteau en situation d'incendie doit être réduite. La résistance au feu exigée est R60.

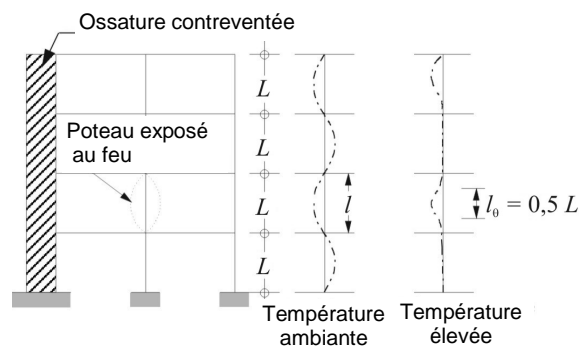


Figure 1 : Longueur de flambement des poteaux dans les ossatures contreventées

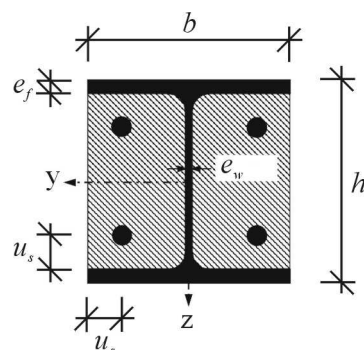


Figure 2 : Section transversale du poteau

Caractéristiques géométriques et de matériaux :

Poteau en acier :

Profilé :	Section laminée HE 300 B
Nuance d'acier :	S 235
Hauteur :	$h = 300 \text{ mm}$
Largeur :	$b = 300 \text{ mm}$
Épaisseur de l'âme :	$e_w = 11 \text{ mm}$
Épaisseur des semelles :	$e_f = 19 \text{ mm}$
Aire de la section :	$A_a = 14900 \text{ mm}^2$
Limite d'élasticité :	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
Module d'Young :	$E_a = 210,000 \text{ N/mm}^2$
Moment d'inertie :	$I_z = 8560 \text{ cm}^4$ (axe faible)

Barres d'armature :

Nuance d'acier :	S 500
Diamètre :	4 Ø 25
Aire :	$A_s = 1960 \text{ mm}^2$
Limite d'élasticité :	$f_s = 500 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité :	$E_s = 210,000 \text{ N/mm}^2$
Moment d'inertie :	$I_s = 4 \cdot 4.9 \cdot (30,0 / 2 - 5,0)^2 = 1960 \text{ cm}^4$
Enrobage :	$u_s = 110 \text{ mm}$

Béton :

Classe :	C 25/30
Aire de la section :	$A_c = 300 \cdot 300 - 14900 - 1960 = 73,140 \text{ mm}^2$
Résistance à la compression :	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité :	$E_{cm} = 30,500 \text{ N/mm}^2$
Moment d'inertie :	$I_c = 30 \cdot 30^3 / 12 - 8560 - 1960 = 56,980 \text{ cm}^4$

Charges :

Charges permanentes :	$G_k = 960 \text{ kN}$
Charges variables :	$P_k = 612,5 \text{ kN}$

2 RESISTANCE AU FEU DU POTEAU MIXTE PARTIELLEMENT ENROBE DE BETON

2.1 Actions mécaniques en situation d'incendie

La combinaison d'actions mécaniques en situation d'incendie doit être calculée comme une situation accidentelle :

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right)$$

Le coefficient de combinaison pour les actions variables principales en relation avec les bâtiments de type bureau est $\psi_{1,1} = 0,5$.

Par conséquent, la charge axiale appliquée au poteau, pondérée en situation d'incendie est :

$$N_{fi,d} = 1 \cdot 960 + 0,5 \cdot 612,5 = 1266,25$$

2.2 Vérification de la résistance au feu par la méthode de calcul simplifiée

2.2.1 Domaine d'application de la méthode

EN 1991-1-2

§ 4.3

EN 1994-1-2

La méthode de calcul simplifiée est une vérification dans le domaine des résistances. Elle consiste à vérifier que la fonction porteuse de l'élément est assurée après un temps t d'exposition à un feu donné, c'est-à-dire :

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd} \leq 1$$

§ 4.3.5.1

La résistance en compression axiale d'un poteau mixte partiellement enrobé de béton, dans le cas d'un flambement suivant l'axe faible, est calculée de la manière suivante :

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd}$$

Où :

χ_z est le coefficient de réduction pour la courbe de flambement c et qui dépend de l'élancement réduit.

$N_{fi,pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie.

La méthode présentée ci-après ne s'applique qu'aux poteaux d'ossatures contreventées. Avant de l'appliquer, il convient de vérifier que la section transversale du poteau se trouve bien dans les limites d'applicabilité de la méthode. Ces limites sont présentées dans le tableau 1 et comparées aux caractéristiques géométriques du poteau traité.

§ 4.3.5.2

Conditions	Poteau étudié	
$\max l_{\theta} = 13.5 \cdot b = 13.5 \cdot 0.3 = 4.05 \text{ m}$	$l_{\theta} = 0.5 \cdot 4.0 = 2.0 \text{ m}$	✓
$230 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$	$h = 300 \text{ mm}$	✓
$230 \text{ mm} \leq b \leq 500$	$b = 300 \text{ mm}$	✓
$1\% \leq A_s / (A_c + A_s) \leq 6\%$	$19.6 / (731.4 + 19.6) = 0.03 = 3\%$	✓
max R 120	R 60	✓
$l_{\theta} \leq 13,5b$ si $230 \leq b < 300$ ou $h/b > 3$	$b = 300 \text{ mm}$ $h/b = 300/300 = 1$	✓

Tableau 1. Conditions d'applicabilité de la méthode

Les conditions sont bien satisfaites.

2.2.2 Calcul de la résistance plastique en compression axiale et de la rigidité efficace en flexion

Conformément à la méthode de l'annexe G du EN 1994-1-2, les caractéristiques géométriques et mécaniques sont forfaitairement réduites en fonction de la résistance au feu à atteindre.

La section transversale du poteau est divisée en quatre parties :

- les semelles du profilé en acier,
- l'âme du profilé en acier,
- le béton situé entre les semelles,
- et les barres d'armatures.

Chaque partie peut être évaluée sur la base d'une résistance caractéristique réduite, d'un module d'élasticité réduit et d'une section transversale réduite.

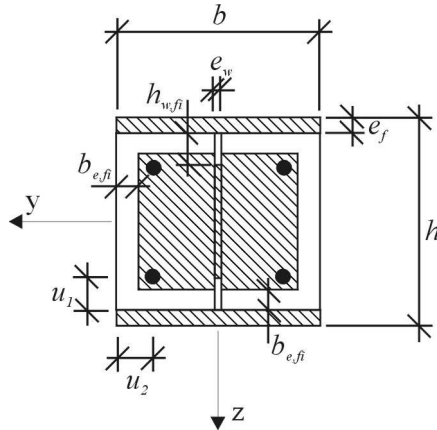


Figure 3. Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu

Contribution des semelles du profilé en acier :

Les caractéristiques mécaniques (limite d'élasticité et module d'élasticité) des semelles du profilé en acier doivent être réduites par l'intermédiaire de facteurs de réduction. Pour cela, la température moyenne des semelles doit être calculée :

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t \cdot A_m/V$$

§ G.2

Où t est la durée d'exposition au feu en minutes; $\theta_{o,t}$ est une température en °C et k_t est un coefficient empirique donné dans le tableau 2, et A_m/V est le facteur de massivité calculé à partir de la relation :

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (h + b)}{h \cdot b} = \frac{2 \cdot (0.3 + 0.3)}{0.3 \cdot 0.3} = 13.3 \text{ m}^{-1}$$

Résistance au feu normalisé	$\theta_{o,t}$ [°C]	k_t [m°C]
R 30	550	9.65
R 60	680	9.55
R 90	805	6.15
R 120	900	4.65

Tableau 2 : Paramètres pour le calcul de la température moyenne des semelles (voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.1)

Pour une résistance au feu R60, la température moyenne est donc :

$$\theta_{f,t} = 680 + 9.55 \cdot 13.3 = 807 \text{ °C}$$

A partir de cette température, les facteurs de réduction à appliquer aux caractéristiques mécaniques des semelles sont déterminés à partir du tableau 3.2 du EN 1994-1-2.

En utilisant une interpolation linéaire pour des valeurs intermédiaire de température, on trouve :

$$k_{y,\theta} = 0.06 + ((900 - 807)/(900 - 800)) \cdot (0.11 - 0.06) = 0.107$$

$$k_{E,\theta} = 0.0675 + ((900 - 807)/(900 - 800)) \cdot (0.09 - 0.0675) = 0.088$$

La résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion des deux semelles du profilé en acier exposé au feu sont déterminées par :

$$N_{f_i,pl,Rd,f} = 2 \cdot (b \cdot e_f \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{ay,f}) / \gamma_{M,f_i,a} = 2 \cdot (30 \cdot 1.9 \cdot 0.107 \cdot 23.5) / 1.0 = 286.65 \text{ kN}$$

$$(EI)_{f_i,f,z} = k_{E,\theta} \cdot E_{a,f} \cdot (e_f \cdot b^3) / 6 = 0.088 \cdot 21,000 \cdot (1.9 \cdot 30^3) / 6 = 1.58 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Contribution de l'âme du profilé :

Une partie d'âme de hauteur $h_{w,fi}$ commençant à la face inférieure de la semelle doit être négligée. Cette partie d'âme est déterminée par :

$$h_{w,fi} = 0.5 \cdot (h - 2 \cdot e_f) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0.16 \cdot (H_t/h)}\right)$$

§ G.3

Où H_t est donné par le tableau 3.

Résistance au feu normalisé	H_t [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

Tableau 3 : Paramètres de réduction pour l'âme (voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.2)

Pour une résistance au feu R60, On obtient :

$$h_{w,fi} = 0.5 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0.16 \cdot (77/30)}\right) = 3.04 \text{ cm}$$

Le niveau de contrainte maximale dans la partie d'âme restante est obtenu par :

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \cdot \sqrt{1 - 0.16 \cdot (H_t/h)} = 23.5 \cdot \sqrt{1 - 0.16 \cdot (77/30)} = 18.04 \text{ kN/cm}^2$$

La résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de l'âme du profilé en acier exposé au feu sont déterminées par :

$$N_{f_i,pl,Rd,w} = \left[e_w \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot f_{ay,w,t} \right] / \gamma_{M,f_i,a} = \left[1.1 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9 - 2 \cdot 3.04) \cdot 18.04 \right] / 1.0 = 399.26 \text{ kN}$$

$$(EI)_{f_i,w,z} = \left[E_{a,w} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot e_w^3 \right] / 12 = \left[21,000 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9 - 2 \cdot 3.04) \cdot 1.1^3 \right] / 12 = 0.0047 \cdot 10^7 \text{ kNcm}$$

Contribution du béton :

Une couche externe de béton, d'une épaisseur $b_{c,fi}$ peut être négligée dans le calcul. Cette épaisseur est donnée dans le tableau 4 en fonction de la résistance au feu.

Pour R60, on obtient :

$$\Rightarrow b_{c,fi} = 1.5 \text{ cm}$$

§ G.4

Résistance au feu normalisé	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4.0
R 60	15.0
R 90	$0.5 \cdot (A_m/V) + 22.5$
R 120	$2.0 \cdot (A_m/V) + 24.0$

Tableau 4 : Epaisseur de réduction du béton (voir EN 1994 Partie 1-2, Annexe G, Tableau G.3)

La résistance à la compression de la section restante de béton doit être réduite à l'aide d'un facteur de réduction $k_{c,\theta}$ qui dépend de la température moyenne du béton. Cette température moyenne du béton est donnée dans le tableau 5 en fonction du facteur de massiveté de la section mixte A_m/V .

R 30		R 60		R 90		R 120	
A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
---	---	50	600	33	600	23	600
---	---	---	---	54	800	38	800
---	---	---	---	---	---	41	900
---	---	---	---	---	---	43	1000

Tableau 5 : Température moyenne du béton en fonction du facteur de massiveté de la section mixte (voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.4)

La température moyenne dans le béton est obtenue par interpolation. Pour une résistance au feu R60 et un facteur de massiveté égal à :

$$A_m/V = 13.3 \text{ m}^{-1},$$

on obtient :

$$\theta_{c,t} = 400 - ((21 - 13.3)/(21 - 9)) \cdot (400 - 300) = 336 \text{ °C}$$

Sur la base de cette température et par interpolation, on détermine à partir du tableau 3.3 du EN 1994-1.2, le facteur de réduction $k_{c,\theta}$ et la déformation $f_{c,\theta}$ correspondant à la résistance à la compression $f_{c,\theta}$:

$$k_{c,\theta} = 0.75 + ((400 - 336)/(400 - 300)) \cdot (0.85 - 0.75) = 0.814$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = [10 - ((400 - 336)/(400 - 300)) \cdot (10 - 7)] \cdot 10^{-3} = 8.08 \cdot 10^{-3}$$

Le module sécant du béton est alors obtenu par :

$$E_{c,sec,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c / \varepsilon_{cu,\theta} = 0.814 \cdot 2.5 / (8.08 \cdot 10^{-3}) = 251.9 \text{ kN/cm}^2$$

La résistance plastique à la compression axiale et la rigidité efficace en flexion du béton sont déterminées par :

$$\begin{aligned}
 N_{f_i,pl,Rd,c} &= 0.86 \cdot \left(\left((h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,f_i}) \cdot (b - e_w - 2 \cdot b_{c,f_i}) \right) - A_s \right) \\
 &\quad \cdot f_{c,\theta} / \gamma_{M,f_i,c} \\
 &= 0.86 \cdot \left(\left((30 - 2 \cdot 1.9 - 2 \cdot 1.5) \cdot (30 - 1.9 - 2 \cdot 1.5) \right) - 19.6 \right) \\
 &\quad \cdot (0.814 \cdot 2.5) / 1.0 \\
 &= 984.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (EI)_{f_i,c,z} &= E_{c,sec,\theta} \cdot \left(\left((h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,f_i}) \cdot \left((b - 2 \cdot b_{c,f_i})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right) - I_{s,z} \right) \\
 &= 251.9 \cdot \left(\left((30 - 2 \cdot 1.9 - 2 \cdot 1.5) \cdot \left((30 - 2 \cdot 1.5)^3 - 1.9^3 \right) / 12 \right) - 1960 \right) \\
 &= 0.909 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2
 \end{aligned}$$

Contribution des barres d'armatures :

La contribution des barres d'armature est prise en compte par réduction de leurs caractéristiques mécaniques (limite d'élasticité et le module d'élasticité). Le facteur de réduction de la limite d'élasticité $k_{y,t}$ et le facteur de réduction du module d'élasticité $k_{E,t}$ des barres d'armature sont définis à partir du tableau 6 et du tableau 7 en fonction de la résistance à l'incendie normalisé et de la moyenne géométrique u des distances entre l'axe des barres d'armature et les faces du béton.

La moyenne géométrique u est obtenue par la relation :

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} = \sqrt{110 \cdot 110} = 110 \text{ mm}$$

Ou :

- u_1 est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure à la face interne de la semelle
- u_2 est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure au parement béton.

Résistance au feu normalisé	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0.789	0.883	0.976	1	1
R 90	0.314	0.434	0.572	0.696	0.822
R 120	0.170	0.223	0.288	0.367	0.436

Tableau 6 : Facteur de réduction $k_{y,t}$ pour la limite d'élasticité f_{sy} des barres d'armatures

Résistance au feu normalisé	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R 30	0.830	0.865	0.888	0.914	0.935
R 60	0.604	0.647	0.689	0.729	0.763
R 90	0.193	0.283	0.406	0.522	0.619
R 120	0.110	0.128	0.173	0.233	0.285

Tableau 7 : Facteur de réduction $k_{E,t}$ pour le module d'élasticité E_s des barres d'armatures.

§ G.5

Pour une résistance au feu R60, on obtient :

$$\Rightarrow k_{y,t} = 1.000$$

$$k_{E,t} = 0.763$$

La résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion des barres d'armature sont déterminées par :

$$N_{f_i,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy} / \gamma_{M,f_i,s} = 19.6 \cdot 1.0 \cdot 50.0 / 1.0 = 980.0 \text{ kN}$$

$$(EI)_{f_i,s,z} = k_{E,t} \cdot E_s \cdot I_{s,z} = 0.763 \cdot 21,000 \cdot 1960 = 3.141 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Résistance plastique de la section mixte :

La résistance plastique en compression axiale de la section mixte est obtenue par sommation des capacités des différents constituants :

$$\begin{aligned} N_{f_i,pl,Rd} &= N_{f_i,pl,Rd,f} + N_{f_i,pl,Rd,w} + N_{f_i,pl,Rd,c} + N_{f_i,pl,Rd,s} \\ &= 286.7 + 399.3 + 984.8 + 980.0 \\ &= 2650.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

La rigidité efficace en flexion de la section mixte doit être réduite à l'aide de coefficients de réduction déterminés à partir du tableau 8. Elle est définie par :

$$\begin{aligned} (EI)_{f_i,eff,z} &= \varphi_{f,\theta} \cdot (EI)_{f_i,f,z} + \varphi_{w,\theta} \cdot (EI)_{f_i,w,z} + \varphi_{c,\theta} \cdot (EI)_{f_i,c,z} + \varphi_{s,\theta} \cdot (EI)_{f_i,s,z} \\ &= 0.9 \cdot 1.58 \cdot 10^7 + 1.0 \cdot 0.0047 \cdot 10^7 + 0.8 \cdot 0.909 \cdot 10^7 + 0.9 \cdot 3.141 \cdot 10^7 \\ &= 4.98 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

Résistance au feu normalisé	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R 30	1.0	1.0	0.8	1.0
R 60	0.9	1.0	0.8	0.9
R 90	0.8	1.0	0.8	0.8
R 120	1.0	1.0	0.8	1.0

Tableau 8 : Coefficients de réduction pour la rigidité efficace en flexion

2.2.3 Calcul de la charge axiale de flambement à température élevée

§ G.6

La charge de flambement d'Euler est donnée par la relation :

$$N_{f_i,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{f_i,eff,z} / l_\theta^2 = \pi^2 \cdot 4.98 \cdot 10^7 / (0.5 \cdot 400)^2 = 12,287.7 \text{ kN}$$

Où l_θ est la longueur de flambement du poteau en situation d'incendie.

L'élancement réduit non dimensionnel est :

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{f_i,pl,R} / N_{f_i,cr,z}} = \sqrt{2650.8 / 12,287.7} = 0.46$$

Où $N_{f_i,pl,R}$ est la valeur de $N_{f_i,pl,Rd}$ lorsque les facteurs γ_{M,f_i} sont pris égaux à 1.

En utilisant l'élancement réduit du poteau en situation d'incendie et la courbe de flambement c, on peut calculer le coefficient de réduction au flambement de la manière suivante :

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{0.67 + \sqrt{0.67^2 - 0.46^2}} = 0.86$$

§ 6.3.1.2

Avec :

$$\begin{aligned} \Phi &= 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_\theta - 0.2) + \bar{\lambda}_\theta^2\right) = 0.5 \cdot \left(1 + 0.49 \cdot (0.46 - 0.2) + 0.46^2\right) \\ &= 0.67 \end{aligned}$$

La résistance axiale au flambement est alors :

EN 1994-1-1

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd} = 0.86 \cdot 2650.8 = 2279.7 \text{ kN}$$

Vérification :

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd,z} = 1266.3 / 2279.7 = 0.53 < 1 \quad \checkmark$$

La stabilité au feu R60 est donc largement assurée

2.3 Vérification par la méthode des valeurs tabulées.

Il convient de vérifier au préalable que les conditions d'applicabilité de cette méthode son bien satisfaites.

§ 4.2.3.3

Le premier paramètre intervenant dans la méthode est le taux de chargement $\eta_{fi,t}$. Il exprime le rapport de la sollicitation en situation d'incendie $E_{fi,d,t}$, à la résistance R_d à la température ambiante déterminée en doublant la longueur de flambement utilisée en situation d'incendie.

Les poteaux mixtes avec profilé en acier enrobés partiellement de béton peuvent être classés en fonction du niveau de chargement, des dimensions de la section et de l'enrobage des barres d'armature.

Par ailleurs, lorsqu'on détermine le niveau de chargement, il convient de ne pas prendre en compte dans les calculs les pourcentages d'armature supérieurs à 6% ou de les négliger entièrement lorsqu'ils sont inférieurs à 1%.

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \begin{cases} \geq 1\% \\ \leq 6\% \end{cases}$$

$$\frac{19.6}{731.4 + 19.6} = 0.03 = 3\% \begin{cases} > 1\% \\ < 6\% \end{cases}$$

Le taux de chargement est :

$$\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d = N_{fi,d} / N_{Rd} = 1266.3 / 4130.4 = 0.31$$

En fonction de cette valeur, ainsi que des dispositions géométriques et constructives de la section transversale, on vérifie à partir du tableau 4.6 du § 4.2.3.3 du EN 1994-1-2, que les caractéristiques minimales de la section à respecter sont satisfaites.

Les paramètres donnés au tableau 4.6 du EN1994-1-2 peuvent être interpolés de manière linéaire.

L'interpolation entre les lignes 1.1 et 2.1 donne :

$$\min b = \min h = 300 - \left(\frac{0.47 - 0.34}{0.47 - 0.31} \right) \bullet (300 - 200) = 218.8 \text{ mm}$$

Valeurs minimales	Valeurs réelles	
$\min e_w/e_f = 0.5$	$e_w/e_f = 1.1/1.9 = 0.58$	condition satisfaite
$\min b = \min h = 200 \text{ mm}$	$b = h = 300 \text{ mm}$	✓ condition satisfaite
$\min u_s = 50 \text{ mm}$	$u_s = 110 \text{ mm}$	✓ condition satisfaite
$\min A_s/(A_c + A_s) = 4\%$	$A_s/(A_c + A_s) = 3\%$	✗ Condition non satisfaite

Tableau 9 : Vérification pour une résistance au feu R60

Le profilé ne satisfait donc pas à l'exigence R60. Le pourcentage d'armature mis en oeuvre apparaît trop faible. Pour satisfaire la résistance au feu demandée, le pourcentage d'armature doit être augmenté, soit par l'ajout de barres d'armature, soit en augmentant le diamètre des barres d'armature utilisées.

Toutefois, la vérification du poteau par la méthode de calcul simplifié a été réalisée avec succès. Ce résultat montre bien que la méthode des valeurs tabulées conduit à des résultats plus conservatifs par rapport à la méthode de calcul simplifiée.

REFERENCES

- EN 1991, *Eurocode 1: Actions sur les structures – Partie 1-2: Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu*, Bruxelles: CEN, Novembre 2002.
- EN 1993, *Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 1-1: Règles générales*, Bruxelles: CEN, Mai 2002
- EN 1994, *Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2: Règles Générales – Calcul du comportement au feu*, Bruxelles: CEN, Octobre 2003.