

ÉTUDE DE LA RÉSISTANCE AU FEU DES POTEaux MIXTES ACIER-BÉTON AVEC PROFILÉ EN H PARTIELLEMENT ENROBÉ

Mimoune M.***, Sekiou S.* et Mimoune F.Z.**

* Magister en Génie civil, Université de Constantine, Algérie.

** Professeur, Université de Constantine, Algérie.

*** Professeur. Directeur du Laboratoire de Mécanique des Sols et Structures (LMSS), Université de Constantine, Algérie.

Résumé :

Dans cet article, le comportement des poteaux mixtes en profilé d'acier partiellement enrobés de béton sans protection au feu et sous chargement axial, a été étudié en employant le modèle de calcul simplifié de la méthode de l'Eurocode 4 (EC4). L'objectif de cette étude est d'évaluer d'abord la température des différents composants de la section du poteau ainsi que la variation des caractéristiques des matériaux les constituant et d'analyser ensuite l'influence de plusieurs paramètres, tels que la dimension de la section, le taux d'armature, la longueur de flambement et les résistances mécaniques de l'acier et du béton sur la résistance ultime au feu. Les résultats montrent que les dimensions de la section, le taux d'armatures et la longueur de flambement ont une influence significative sur la résistance au feu. Par contre, les résistances caractéristiques des matériaux ont une influence modérée.

Mots clés : Incendie ; Poteaux mixtes ; Section mixte acier-béton; Résistance au feu.

Notations utilisées

$A_{i,0}$	Surface de chaque élément de la section transversale.
A_m	Surface d'élément directement échauffée par unité de longueur
A_m/V	Facteur de massivité d'un élément de structure
b	Largeur de la section
e_i	Epaisseur de la semelle
e_w	Epaisseur de l'âme
E_a	Valeur caractéristique du module d'élasticité à 20 °C de l'acier de construction
E_s	Valeur caractéristique du module d'élasticité à 20 °C de l'acier des armatures
E_c	Valeur caractéristique du module d'élasticité à 20 °C du béton
$EI_{i,eff}$	Rigidité flexionnelle effective à l'incendie
f_{ay}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de construction à 20 °C
f_{sk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armature à 20°C
f_{ck}	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton
h	Hauteur de la section

L_q	d'une propriété de déformation qui dépend de la température du matériau
$N_{i,Rd}$	Longueur de flambement du poteau en situation d'incendie.
$N_{i,pl,Rd}$	Résistance d'un élément en compression axiale et en situation d'incendie (= résistance de calcul au flambement)
$N_{i,pl,R}$	Résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie.
$g_{M,R,s}$ et $g_{M,R,c}$	Valeur de $N_{i,pl,Rd}$ lorsque les facteurs $g_{M,R,s}$ et $g_{M,R,c}$ sont pris égaux à 1,0.
$N_{i,cr}$	Charge critique élastique de flambement à l'incendie
R	Résistance au feu normalisé en minute
$R30$	Elément satisfaisant au critère de résistance mécanique pendant 30 minutes d'exposition au feu normalisé
t	Temps d'exposition au feu en minutes
U_s	Distance entre le nu du béton et l'axe d'une barre d'armature
q_g	Température du feu, ou du gaz en (°C)
q_0	Température initiale des gaz
q_{et}	Température moyenne des semelles
$q_{c,t}$	Température moyenne dans le béton
c	Facteur de réduction au flambement
λ_{y0}	Elancement non dimensionnel
$\Phi_{i,\theta}$	Coefficient de réduction dépendant de l'effet des contraintes thermiques,
λ	Conductivité thermique
ρ	Pourcentage des armatures.

1. INTRODUCTION

Les poteaux mixtes en profilé métallique enrobé de béton ou en tubes creux remplis de béton, ont gagné une grande popularité ces dernières années, particulièrement dans les bâtiments multi-étagés [1]. De telles formes structurales réunissent les avantages du béton et de l'acier qui améliorent de manière significative la capacité portante des poteaux en conditions de température ambiante et élevée, et permettent d'atteindre une importante résistance au feu sans protection contre l'incendie.

L'enrobage complet d'une section d'acier permet généralement de satisfaire aux exigences relatives à la plus haute classe de protection contre l'incendie sans exiger de mesures complémentaires. Par contre pour les sections partiellement enrobées, les prescriptions en matière d'incendie nécessitent un renforcement supplémentaire [1].

Un avantage important des sections partiellement enrobées est le fait qu'après bétonnage, les faces d'acier restent apparentes et peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage des poutres.

En raison de leur grande utilisation dans les bâtiments, la performance au feu des poteaux mixtes a été intensivement étudiée malgré qu'il reste un certain nombre d'issues non définies dans ce secteur. La majorité de ces études a été faite sur les profilés creux remplis de béton avec les différentes formes : carrée SHS, rectangulaires RHS et circulaires CHS, ayant comme objectif principal la détermination du comportement au feu des poteaux sous charges axiales ou excentriques et avec ou sans protection contre l'incendie. Dans ces travaux numériques et expérimentaux, l'influence de divers paramètres a été analysée, tels

que : la forme de la section [2] [3], le type de béton de remplissage [4] [5] [6], l'épaisseur du tube [7], l'épaisseur de protection et le taux d'armature [8] [9], la dimension de la section, le rapport d'élancement, la durée de feu, l'excentricité de chargement et les résistances mécaniques de l'acier et du béton [10].

Cet article présente une étude sur la résistance au feu des poteaux mixtes avec profilé en H partiellement enrobé de béton, supposés soumis au feu normalisé (ISO) sur leurs quatre faces, en utilisant la méthode de l'Eurocode 4 [11]. La discussion inclut le comportement des poteaux mixtes de différentes longueurs et avec différentes tailles du profilé, l'utilisation du béton de résistance caractéristique variant de 20 jusqu'à 50 MPa, la limite élastique de l'acier de construction utilisé, la nuance de l'acier d'armature, et d'autres paramètres qui influent sur la résistance au feu de ce type de poteaux.

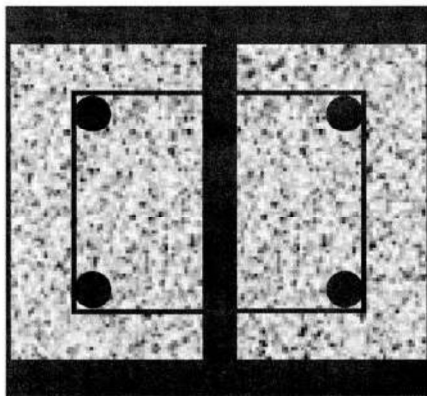


Figure 1 : Section de poteaux étudiés

2. COMPORTEMENT EN SITUATION D'INCENDIE NORMALISÉ

Les paramètres qui gouvernent les conditions dans lesquelles un incendie réel peut prendre naissance puis se développer, sont très nombreux ; chacun d'eux intervient d'une manière complexe pour influencer l'incendie dans sa durée, sa violence, et dans la façon dont il va lui-même affecter la structure. Parmi ces facteurs, nous pouvons citer par exemple, la quantité et la nature des matériaux combustibles, leurs dispositions dans le local incendié ou les conditions de ventilation.

Dans un souci de faciliter l'analyse de la résistance au feu des structures, aussi bien pour les essais que pour les calculs numériques, un programme thermique conventionnel matérialisant l'action des incendies dans un bâtiment avec petits compartiments, a été adopté au niveau international (Norme ISO 834) [12].

Dans ce cas, l'élévation de la température à laquelle sera soumis un élément obéit à la relation suivante

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1)$$

Température des gaz (°C)

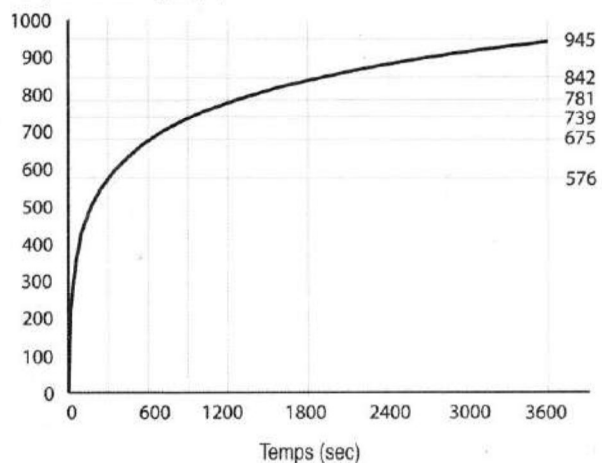


Figure 2 : Courbe d'un feu conventionnel ISO 834 [11].

3. TEMPÉRATURE DANS LA SECTION CONSTITUÉE D'UN PROFILÉ EN H

Dans le modèle de calcul simple, une température uniforme est considérée sur certains éléments (semelles du profilé métallique et armatures), mais dans le cas d'une âme métallique et d'un enrobage de béton, les parties extérieures sont à une température beaucoup plus élevée, un important gradient thermique est donc présent.

• La température moyenne des semelles peut être déterminée par l'expression suivante:

$$\theta_{f,t} = \theta_{0,t} + K_t (A_m / V) \quad (1)$$

A_m / V Facteur de massiveté en m^{-1} , défini avec $A_m = 2(h+b)$, en m, et, $V = h.b$, en m^2 ;

$\theta_{0,t}$ Température du gaz en °C au temps t ;

K_t Coefficient empirique.
Ces deux derniers paramètres peuvent être obtenus à partir du tableau 1.

Résistance à l'incendie normalisé	$\theta_{0,t}$ [°C]	K_t [m°C]
R30	550	9.65
R60	680	9.55
R90	805	6.15
R120	900	4.65

Tableau 1 : Valeur de la température du gaz et du coefficient empirique [11].

• Puisqu'il existe un gradient thermique dans la section du béton, l'EC4 considère une température moyenne, donnée au tableau 2, en fonction du facteur de massiveté A_m / V de toute la section mixte et pour les degrés de résistance à l'incendie normalisé.

R30		R60		R90		R120	
A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,d}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,d}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,d}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,d}$ [°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 2 : Valeur du facteur de massiveté et de la température moyenne du béton [11].

4. HYPOTHESES DE CALCUL

Dans notre étude, certaines simplifications et idéalizations doivent être adoptées pour l'usage de cette méthode simplifiée, résumées dans les hypothèses fondamentales suivantes :

- Hauteur de la section h comprise entre 230 mm et 1100 mm,
- Largeur de la section b comprise entre 230 mm et 500 mm,
- Longueur de flambement $l_{\theta} \leq 13,5 b$,
- Pourcentage d'armature compris entre 1% et 6%,
- Durée de résistance au feu standard ≤ 120 min.

5. CHARGE DE RUINE D'APRES L'EUROCODE 4

Sous compression axiale, la résistance à l'incendie des poteaux mixtes partiellement enrobés dans des structures contreventées peut être calculée comme suit [11] :

Résistance plastique à la compression axiale :

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rda} + N_{fi,pl,Rdc} + N_{fi,pl,Rds}$$

$$= \sum (A_{s,\theta} \cdot f_{s,max,\theta}) / \gamma_{M,fi,\alpha} + \sum (A_{c,\theta} \cdot f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} + \sum (A_{s,\theta} \cdot f_{s,max,\theta}) / \gamma_{M,fi,s}$$

Rigidité flexionnelle effective :

$$(EI)_{fi,eff} = (E_a I_a)_{fi,eff} + (E_s I_s)_{fi,eff} + (E_c I_c)_{fi,eff}$$

$$= \sum (\varphi_{a,\theta} \bar{E}_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum (\varphi_{s,\theta} \bar{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum (\varphi_{c,\theta} \bar{E}_{c,\theta} I_{c,\theta})$$

Calcul de la longueur de flambement :

$$l_{\theta} = 0,51 \text{ ou } l_{\theta} = 0,71$$

Charge critique de flambement :

$$N_{fi,cr,z} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff,z}}{l_{\theta}^2}$$

Elongement non-dimensionnel :

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr,z}}}$$

Résistance au flambement:

χ_z Pour la courbe 'c'

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

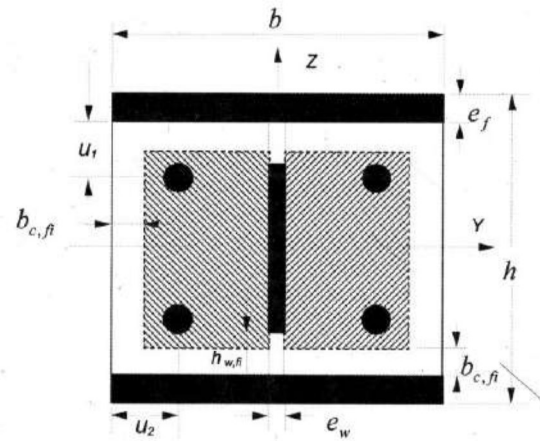


Figure 3 : Division de la section en plusieurs parties par la méthode simplifiée de l'EC4 [11]

Un programme, en langage FORTRAN, a été élaboré en ce sens, qui nous permettra, d'une part, de déterminer les résistances au flambement à l'incendie ($N_{fi,Rd}$) et d'autre part d'estimer l'influence de différents paramètres sur la résistance au feu des poteaux mixtes en profils d'acier enrobés de béton et sollicités en compression axiale. La validation des résultats obtenus est basée sur les formules du modèle de calcul simplifié proposé par l'EUROCODE 4.

6. CARACTERISTIQUES DES POTEAUX

Le tableau 3 regroupe les caractéristiques géométriques et mécaniques des 29 poteaux étudiés.

Poteau	HEA	h [mm]	b [mm]	e_f [mm]	e_w [mm]	ρ [%]	U_s [mm]	L_g [mm]	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{ck} [MPa]
PE-1	240	230	240	12	7.5	4.0	50	2000	235	500	30
PE-2	300	290	300	14	8.5	4.0	50	2000	235	500	30
PE-3	360	350	300	17.5	10	4.0	50	2000	235	500	30
PE-4	450	440	330	21	11.5	4.0	50	2000	235	500	30
PE-5	600	590	300	25	13	4.0	50	2000	235	500	30
PE-6	360	350	300	17.5	10	1.0	50	3000	355	500	20
PE-7	360	350	300	17.5	10	2.5	50	3000	355	500	20
PE-8	360	350	300	17.5	10	4.0	50	3000	355	500	20
PE-9	360	350	300	17.5	10	6.0	50	3000	355	500	20
PE-10	600	590	300	25	13	2.5	30	3000	355	500	25
PE-11	600	590	300	25	13	2.5	40	3000	355	500	25
PE-12	600	590	300	25	13	2.5	50	3000	355	500	25
PE-13	600	590	300	25	13	2.5	60	3000	355	500	25
PE-14	450	440	330	21	11.5	6.0	50	1500	275	500	40
PE-15	450	440	330	21	11.5	6.0	50	2000	275	500	40
PE-16	450	440	330	21	11.5	6.0	50	3000	275	500	40
PE-17	450	440	330	21	11.5	6.0	50	4000	275	500	40
PE-18	300	290	300	14	8.5	2.5	50	4000	235	500	35
PE-19	300	290	300	14	8.5	2.5	50	4000	275	500	35
PE-20	300	290	300	14	8.5	2.5	50	4000	355	500	35
PE-21	300	290	300	14	8.5	2.5	50	4000	460	500	35
PE-22	300	290	300	14	8.5	1.0	50	1500	235	235	50
PE-23	300	290	300	14	8.5	1.0	50	1500	235	420	50
PE-24	300	290	300	14	8.5	1.0	50	1500	235	500	50
PE-25	240	230	240	12	7.5	4.0	50	2000	235	500	20
PE-26	240	230	240	12	7.5	4.0	50	2000	460	500	25
PE-27	240	230	240	12	7.5	4.0	50	2000	460	500	30
PE-28	240	230	240	12	7.5	4.0	50	2000	460	500	40
PE-29	240	230	240	12	7.5	4.0	50	2000	460	500	50

Tableau 3 : Caractéristiques des poteaux étudiés.

7. RESULTATS ET DISCUSSIONS

7.1. Variation de la température

La figure 3 présente une comparaison directe entre le profil de la température des semelles et du béton, et la température du feu (ISO), en fonction du temps de résistance au feu normalisé (R).

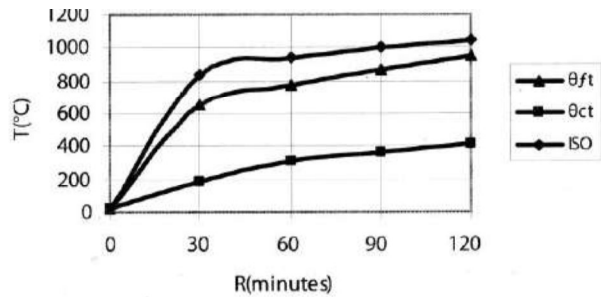
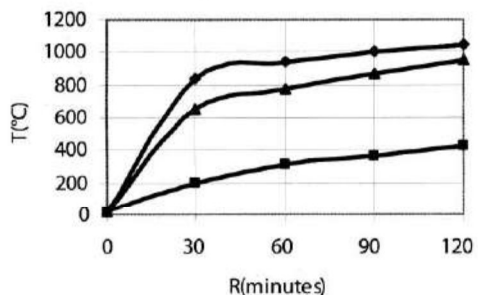
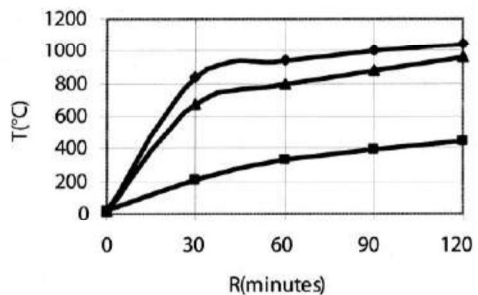
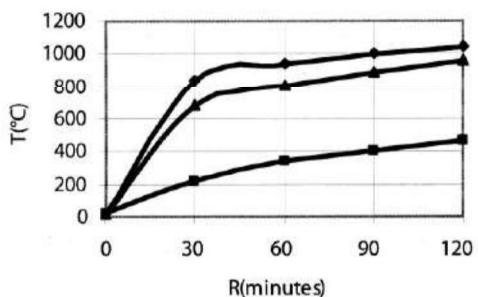
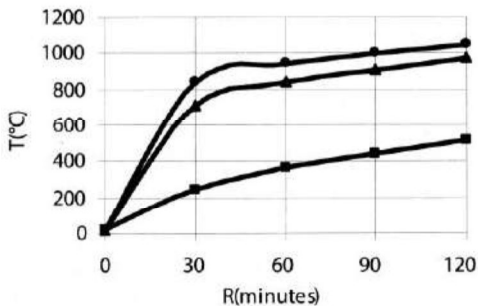


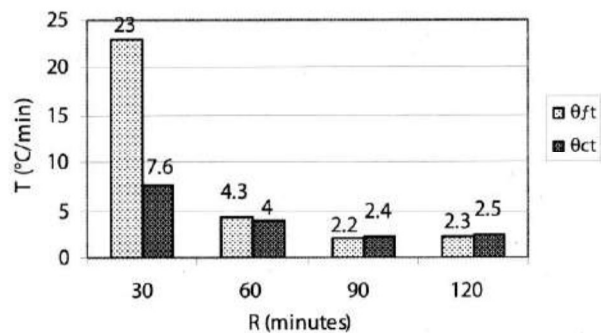
Figure 4-8 : Variation de la température des semelles et du béton.

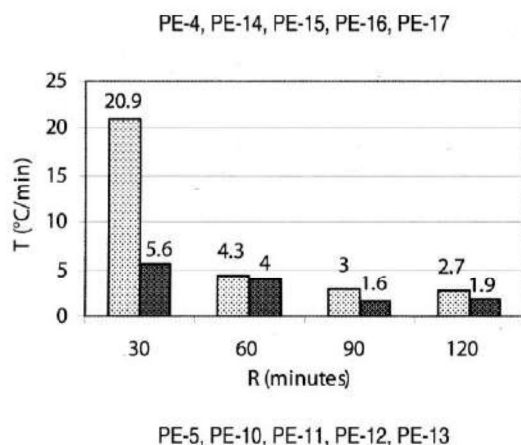
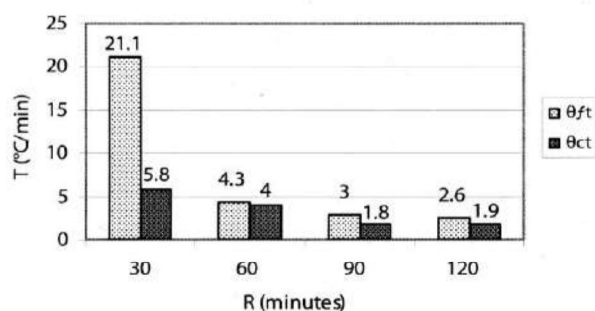
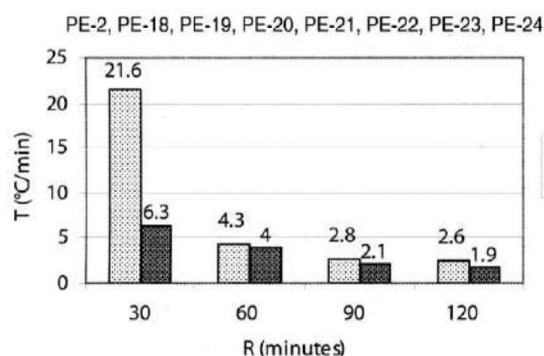
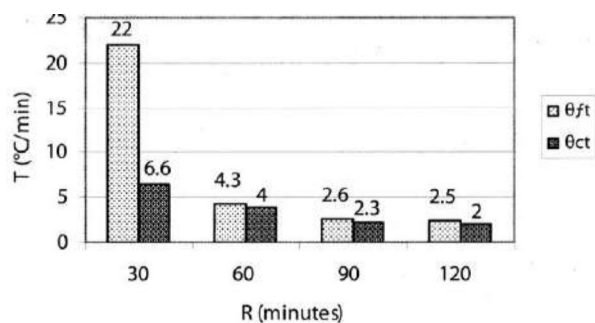
La figure indique que malgré que les deux matériaux sont supposés exposés directement au feu, la température du béton croît lentement comparativement à la température de l'acier, mais cette dernière croît presque de la même façon que la température du gaz. La différence est peut être due au fait que la conductivité thermique de l'acier est plus importante que celle du béton, par exemple à 200°C la conductivité thermique d'un béton normal est $\lambda_c = 1,63 W / m / K$, alors que dans l'acier $\lambda_a = 47 W / m / K$.

On remarque également que les températures dépendent seulement de la géométrie de la section, et ne varient pas en fonction des caractéristiques mécaniques des matériaux (limite d'élasticité de l'acier f_{ay} , et résistance à la compression du béton f_{ck}). Par exemple, le poteau PE1 ($f_{ay} = 235 MPa$, $f_{ck} = 30 MPa$) et le poteau PE-18 ($f_{ay} = 460 MPa$, $f_{ck} = 20 MPa$) ont les mêmes profils de température des semelles et du béton.

7.2. Taux de variation de la température

Les figure 9-13 montrent la variation du taux d'augmentation de la température dans les différentes sections, en fonction du temps normalisé (R).





Figures 9-13 : Les incréments de la température de l'acier et du béton.

De 0 aux 30 premières minutes de feu, la température de l'acier s'élève rapidement jusqu'à 714°C dans les sections (PE-1, PE-25, PE-26, PE-27, PE-28, PE-29) avec un taux d'augmentation d'environ 23°C/min, et s'élève à 647°C dans les sections (PE-5, PE-10, PE-11, PE-12, PE-13) avec un taux d'augmentation d'environ 21°C/min. Par contre

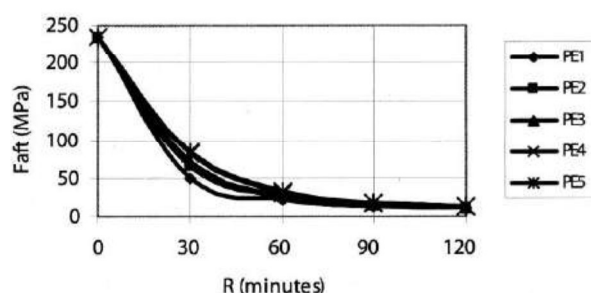
la température du béton augmente lentement jusqu'à 248°C/min dans les plus petites sections avec un taux d'élévation d'environ 7.5°C/min, et 188°C dans les plus grandes sections avec environ 5.5°C/min. La raison pour laquelle la montée en température de l'acier est plus importante durant cette phase, est que la vitesse d'échauffement de l'acier à laquelle la chaleur arrivant à la surface est transmise dans le métal, est très importante dans les premiers temps d'échauffement. De 30 à 60 minutes, les incréments de la température diminuent par rapport aux 30 premières minutes ; ils se rapprochent (4.3°C/min dans l'acier, et 4°C/min dans le béton) et restent constants quelque soit la section.

Après une heure de feu la variation de la température change ; les incréments de la température de l'acier s'élèvent en augmentant la section du profilé, alors qu'ils diminuaient durant la première heure. Par contre dans le béton, les incréments diminuent en augmentant la taille du profilé, autrement dit en augmentant la section du béton également.

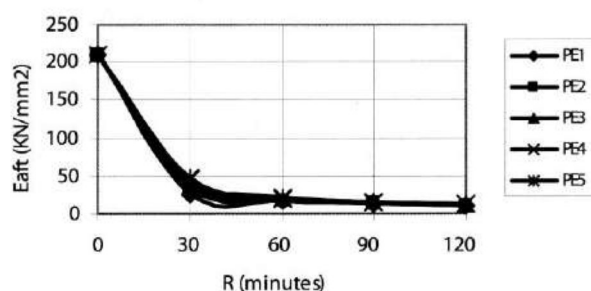
De 30 à 90 minutes les incréments de la température de l'acier et du béton diminuent en fonction du temps dans toutes les sections ; après 90 minutes les incréments continuent à diminuer dans l'acier et le béton des sections PE-2, PE-3, PE-4 et s'élèvent à nouveau dans la section PE-5.

7.3. Effet de la température sur les caractéristiques mécaniques des matériaux

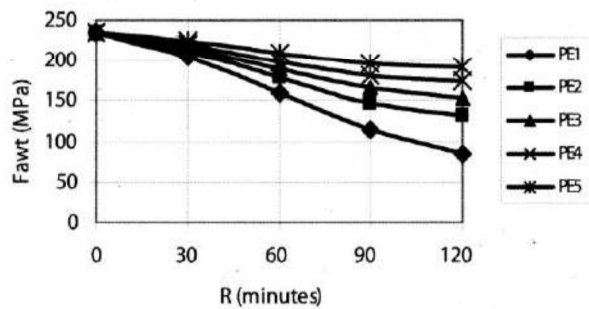
La figure 14 (a) (b) (c) et (d) présente la variation des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton en fonction du temps, à savoir la limite d'élasticité $f_{a,f,t}$ et le module d'élasticité $E_{a,f,t}$ de l'acier des semelles, la limite d'élasticité de l'acier de l'âme $f_{a,w,t}$, et la résistance à la compression du béton $f_{c,t}$ des poteaux (PE-1, PE-2, PE-3, PE-4, PE-5).



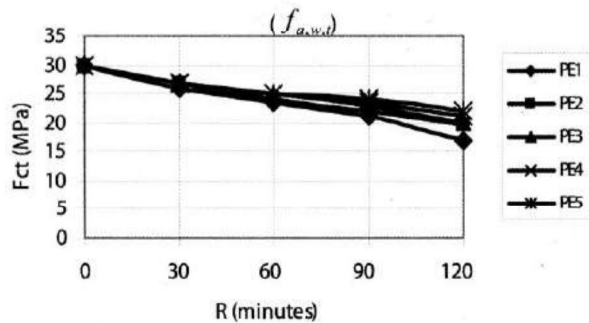
a) Limite d'élasticité de l'acier des semelles ($f_{a,f,t}$)



b) Module d'élasticité de l'acier des semelles ($E_{a,f,t}$)



c) Limite d'élasticité de l'acier de l'âme



d) Résistance caractéristique du béton ($f_{c,t}$)

Figure 14: Variation des résistances mécaniques des matériaux.

On remarque d'abord que pour l'acier des semelles, l'effet de la dimension de la section n'est pas très significatif sur ses résistances mécaniques, par contre son influence est très importante sur la résistance de l'acier de l'âme ainsi que sur la résistance du béton, surtout après une heure de feu.

Pendant les 30 premières minutes du feu, les propriétés mécaniques de l'acier des semelles se dégradent de façon rapide et énorme arrivant à une perte de 79% de la limite élastique initiale et de 88% du module d'élasticité initial dans la plus petite section (PE-1), et 64% et 78% respectivement dans la plus grande section (PE-5).

Durant cette même période, la diminution de la limite d'élasticité de l'âme et la résistance caractéristique du béton ne sont pas vraiment importantes, par exemple $f_{a,w,t}$ et $f_{c,t}$ baissent d'environ 13% dans la section PE-1 et de 5% à 10% dans la section PE-5.

Cette importante détérioration des propriétés mécaniques de l'acier des semelles qui sont directement exposées au feu, est principalement due à la plus grande conductivité thermique de l'acier et à son importante vitesse d'échauffement, par contre comme l'âme du profilé n'est pas en contact direct avec le feu, et est également couverte par le béton qui à son tour réagit le plus faiblement au feu avec son caractère incombustible, retarde le transfert thermique vers l'âme du profilé, ce qui fait que ces deux éléments conservent la majorité de leurs résistances initiales.

Après 30 minutes de feu, les résistances de l'acier des semelles continuent à décroître mais lentement par rapport à la première demi heure ; la perte en limite d'élasticité s'élève à 12% dans la section PE-1 et à 22% dans la section PE-5, et la perte en module d'élasticité s'élève à 4% seulement dans la section PE-1 et à 12% dans la section PE-5.

Au niveau du béton, la résistance continue à décroître mais de façon moins rapide que durant les 30 premières minutes, la perte s'élève à 8% dans la section PE-1 et 7% dans la section PE-5. Par contre

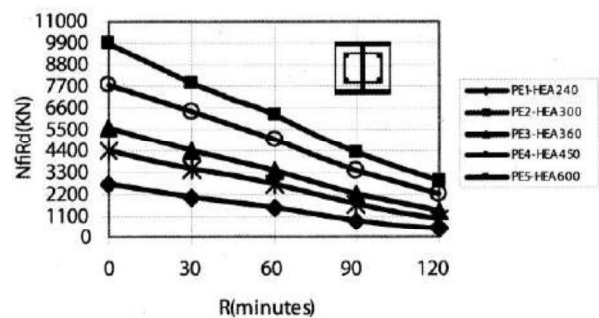
au niveau de l'âme la détérioration de l'acier devient un peu plus importante dans les petites sections durant cette période jusqu'à ce que la perte s'élève à 19% dans le profil PE-1, mais elle reste faible dans la grande section.

Après une heure de feu la détérioration des résistances de l'acier des semelles devient beaucoup plus lente qu'auparavant jusqu'à ce que la limite élastique $f_{a,f,t}$ baisse d'environ 96% dans le poteau PE-1 et 95% dans le poteau PE-5, et le module d'élasticité $E_{a,f,t}$ diminue d'environ 95% dans le poteau PE-1 et 94% dans le poteau PE-5 après 120 minutes de feu, c'est à dire que l'acier des semelles perd presque la totalité de sa résistance initiale. Cependant la diminution de la résistance de l'acier de l'âme devient plus rapide et plus prononcée dans les plus petites sections après une heure de feu jusqu'à ce que la perte atteigne après 120 minutes de feu 64% dans la section PE-1 et seulement 19% dans la section PE-5 qui à son tour garde la majorité de sa résistance initiale.

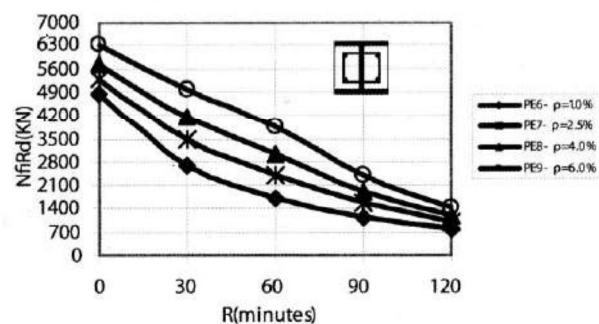
Le béton également perd progressivement sa résistance durant cette période jusqu'à ce qu'il conserve 57% de sa résistance initiale dans la plus petite section PE-1 et 73% dans la plus grande section PE-5.

On peut donc en conclure que dans cette analyse des profilés partiellement enrobés, l'acier des semelles perd environ 95% de sa résistance initiale après deux heures de feu quelque soit la section étudiée, alors que l'acier de l'âme perd environ 20 à 65% selon la dimension de la section. Le béton perd également une part de sa résistance variant de 25 à 45% selon la taille de la section. Mais il faut noter que la perte en résistance du béton reste inférieure à celle de l'acier.

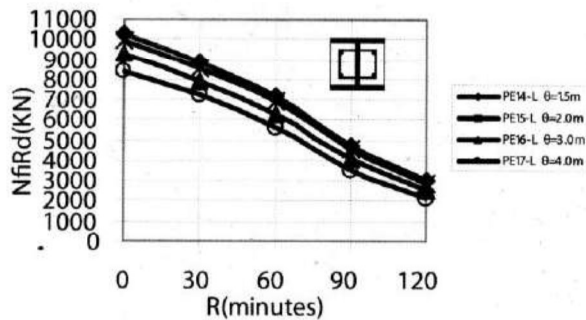
7.4. Influence de différents paramètres



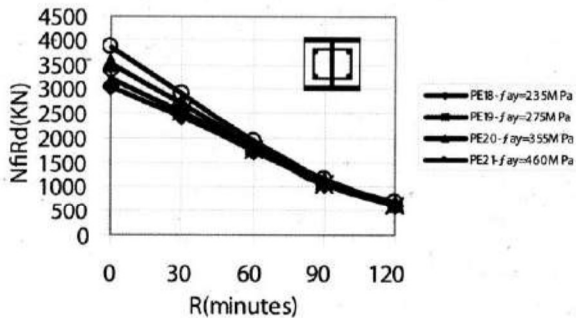
(a) Taille du profilé (HEA).



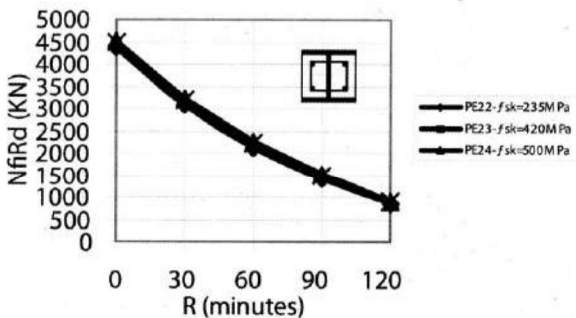
(b) Taux d'armature (ρ).



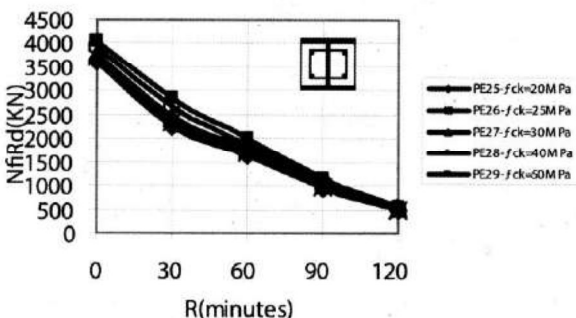
(c) La longueur de flambement ($L\theta$).



(d) La nuance de l'acier de construction (f_{ay}).



(e) La nuance de l'acier d'armature (f_{sk})



(f) La résistance du béton (f_{ck})

Figure 15: Influence des différents paramètres sur la résistance au feu des poteaux.

Influence de la taille du profilé sur la résistance au feu des poteaux

La figure 15-a indique que l'augmentation de la taille du profilé, donne

une valeur importante (environ 23.2% jusqu'à 121.2%) de la résistance au feu par rapport à la valeur précédente. En passant du poteau PE-1 [HEA240] au poteau PE-5 [HEA600] (environ 195% de plus), l'augmentation pouvant atteindre 287.75% à 30 minutes, 309.4% à 60 minutes, 385.5% à 90 minutes, et 575.3% à 120 minutes de feu.

Cet important effet de la taille du profilé est peut être du au fait qu'en augmentant cette dernière, toute la section du poteau croît automatiquement et devient plus large, et elle prend donc plus de temps pour atteindre des températures déjà atteintes dans un profilé de section inférieure ; par exemple le poteau PE5 atteint une température de 947°C au niveau des semelles et 415°C au niveau du béton à 120min de feu, alors que ces températures sont déjà atteintes à environ 100min dans les semelles et à 80min dans le béton par le poteau PE1. Donc plus la taille du poteau est petite, plus la chaleur peut transférer facilement dedans, et la détérioration sera donc plus rapide.

De plus il a été prouvé auparavant [3] que la capacité portante des poteaux mixtes dépend de plus en plus sur le profilé métallique sous condition de feu prolongé. Ce qui est également prouvé par notre étude qui montre que l'influence de la taille du profilé devient beaucoup plus importante dans les dernières phases que dans les premières phases du feu.

Donc l'augmentation de la taille du profilé métallique est une meilleure solution, car elle donne une importante augmentation de la résistance au feu de ce type de poteau.

Influence du taux d'armature sur la résistance au feu des poteaux

La figure 15-b nous renseigne que l'augmentation du pourcentage d'armature (ou augmentation de la section d'armature) donne une valeur importante de la résistance au feu par rapport à la valeur précédente. En passant du poteau PE-6 [$r=1\%$] au poteau PE-9 [$r=6\%$], l'augmentation pouvant atteindre 84.9% à 30 minutes et 122.7% à 60 minutes de feu.

Après deux heures de feu, cette influence diminue par rapport aux premiers temps, mais elle reste toujours importante; elle est de l'ordre de 111.4% à 90 minutes et environ 86.2% à 120 minutes de feu.

Cette importante influence du taux d'armature qui apparaît beaucoup plus dans les premières parties d'échauffement peut être expliquée par le fait que durant cette phase la capacité portante de l'ensemble dépend principalement du béton que sa résistance croît en augmentant le taux d'armatures qui à leurs tour renforcent le béton et empêche son éclatement prématuré.

Ces résultats nous permettent donc de prendre en compte le taux d'armature pour obtenir une importante résistance au feu.

Influence de la longueur de flambement sur la résistance au feu des poteaux

A partir de la figure 15-c, on remarque que l'augmentation de la longueur de flambement a pour conséquence la diminution de la résistance au feu des poteaux (d'environ 3.6% jusqu'à 14.85%) par rapport à la valeur précédente, et surtout quand la durée de feu croît. En passant du poteau PE-14 [$L_e=1.5m$] au poteau PE-17 [$L_e=4.0m$] (environ 167% de plus), la diminution pouvant atteindre 18.75% à 30 minutes, 21.9% à 60 minutes, 25.97% à 90 minutes, et environ 28.9% à 120 minutes de feu.

On peut donc en conclure que le changement de la longueur de flambement n'apporte pas un plus à la résistance, au contraire, il diminue modérément la résistance au feu des poteaux mixtes partiellement enrobés.

Influence de la nuance de l'acier de construction sur la résistance au feu des poteaux

Sur la figure 15-d, on remarque que l'augmentation de la nuance de l'acier provoque un léger accroissement (d'environ 2.1% jusqu'à 7.6%) par rapport à la valeur précédente de la résistance au feu. En passant

du poteau PE-18 [f_{av}] au poteau PE-21 [f_{av}] (environ 95.7% de plus), la résistance au feu augmente d'environ 18.77% à 30 minutes, 12.25% à 60 minutes, 11.15% à 90 minutes, et 14.2% à 120 minutes. On constate donc que la résistance de l'acier de construction a une influence modérée à faible sur la résistance de l'ensemble.

Influence de la nuance de l'acier d'armature sur la résistance au feu des poteaux

Les résultats de calcul sur la figure 15-e montrent que tout au long d'échauffement, l'effet de la nuance de l'acier d'armature sur la résistance au feu des poteaux, n'est pas vraiment important. En passant du poteau PE-22 [$f_{sk} = 235\text{MPa}$] au poteau PE-24 [$f_{sk} = 500\text{MPa}$] (environ 112.8% de plus), l'augmentation de la résistance atteint seulement 5.7% à 30 minutes, 7.8% à 60 minutes, 6.5% à 90 minutes et 5.5% à 120 minutes de feu.

Influence de la résistance du béton sur la résistance au feu des poteaux

La figure 15-f montre l'influence de la résistance du béton (f_{ck}) sur la résistance au feu des poteaux ($N_{fi,Rd}$), telle que la variation de la résistance du béton provoque une légère augmentation des valeurs de la résistance au feu pouvant atteindre (2.2% jusqu'à 7.9%). En passant du poteau PE-25 [$f_{ck} = 25\text{MPa}$] au poteau PE-29 [$f_{ck} = 50\text{MPa}$] (environ 100% de plus), la résistance au feu croît d'environ 25.6% à 30 minutes, 24.15% à 60 minutes, 23.6% à 90 minutes, et de l'ordre de 14.2% à 120 minutes de feu.

On constate donc que la résistance du béton influe modérément sur la résistance au feu des poteaux mixtes partiellement enrobés, et cette influence devient encore plus faible avec le temps.

8. CONCLUSIONS

Les résultats obtenus à l'aide de l'utilisation du modèle de calcul simplifié de l'EC4, ont permis de montrer l'influence de certains paramètres sur la résistance au feu des poteaux ($N_{fi,Rd}$). Le calcul de la résistance au feu, a permis dans un premier temps, d'évaluer les températures de l'acier des semelles (θ_{sa}) et du béton (θ_{cb}), ainsi que leurs taux d'augmentation, et en deuxième temps d'évaluer la variation des caractéristiques mécaniques des matériaux sous condition de feu prolongé.

L'application de la norme à travers le programme de calcul a montré d'une part que durant les 30 premières minutes, la température de l'acier des semelles s'élève rapidement par rapport à celle du béton, avec un taux d'augmentation très élevé; par contre, après 30 minutes, elles croissent presque de la même façon. D'autre part, après deux heures de feu, l'acier des semelles perd presque la totalité de sa résistance initiale (environ 95%), et l'acier de l'âme perd environ (20% à 65%) selon la taille du profilé; tandis que le béton ne perd qu'environ (25% à 45%) seulement.

Une étude paramétrique a été conduite et a montré que l'augmentation de la taille du profilé donne une valeur très importante de la résistance au feu. La variation du pourcentage d'armatures permet une augmentation importante de la résistance au feu des poteaux mixtes partiellement enrobés.

Des longueurs de flambement plus importantes n'apportent pas un plus à la résistance, au contraire, elles font diminuer légèrement la résistance au feu de ces poteaux.

Les résistances caractéristiques des matériaux : la nuance de l'acier de construction et la résistance du béton ont également une influence modérée, cependant la nuance de l'acier d'armature n'a presque pas d'influence, son augmentation provoque une faible augmentation de la résistance au feu de ce type de poteaux.

REFERENCES

- [1] Sekkiou Soumaya. Etude du comportement des poteaux mixtes acier-béton compte tenu d'une exigence au feu. Magister Université de Constantine 2008.
- [2] J. Yin, X-x. Zha, L-y. Li. Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns. Journal of Constructional Steel Research 62 (2006) 723-729.
- [3] X. X. Zha. FE analysis of fire resistance of concrete filled CHS columns. Journal of Constructional Steel Research (2002).
- [4] V.K.R. Kodur. Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire. Can. J. Civ. Eng. 25: 975-981 (1998).
- [5] Kodur, V.K.R.; MacKinnon, D.H. Design of concrete-filled hollow structural steel columns for fire endurance. Engineering Journal-AISC, v.37, no.1, Jan. 2000, pp. 13-24.
- [6] Lie, T.T. and Stringer, D.C., Calculation of Fire Resistance of Steel Hollow Structural Steel Columns Filled with Plain Concrete, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, No. 3, pp. 382-385, 1994.
- [7] Y.C. Wang, J.M. Davies. An experimental study of the fire performance of non-sway loaded concrete-filled steel tubular column assemblies with extended end plate connections. Journal of Constructional Steel Research 59 (2003) 819-838.
- [8] L.-H. Han, Y-F. Yang, H. Yang, J-s. Huo. Residual strength of concrete-filled RHS columns after exposure to the ISO-834 standard fire. Thin-Walled Structures 40 (2002) 991-1012.
- [9] L.-H. Han, J-S Huo, Y-C Wang. Compressive and flexural behaviour of concrete filled steel tubes after exposure to standard fire. Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 882-901.
- [10] L.-H. Han, Y-F. Yang, L. Xu. An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns. Journal of Constructional Steel Research 59 (2003) 427-452.
- [11] Eurocode 4 (EC4). Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie-1.2, Règles générales-Calcul du comportement au feu." DD ENV 1994-1-2.
- [12] Frédéric Masson. Comportement de structures soumises à un incendie. INERIS (Institut National De L'environnement Industriel Et Des Risques) DRA - FMs/FMs - 2001 - P25430
- [13] Z.-F. Huang, K-H. Tan, G-H. Phung. Axial restraint effects on the fire resistance of composite columns encasing I-section steel. Journal of Constructional Steel Research 63 (2007) 437-447.
- [14] Mimoun M, Sekkiou S. and Mimoun M. Evaluation of the fire resistance of composite steel-concrete column - Case of square and circular sections. IESC08. Aleppo. Syria. 2-4 nov. 2008