

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mentouri Constantine

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département de génie civil

N° d'ordre :

N° de série :

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MAGISTER

Spécialité : GENIE CIVIL

Option : MECANIQUE DES STRUCTURES

Par : SEKKIOU SOUMAYA

THEME :

***ETUDE DU COMPORTEMENT DES POTEAUX
MIXTES (ACIER-BETON) COMPTE TENU
D'UNE EXIGENCE AU FEU***

Soutenue publiquement le :/...../2008

Devant le jury composé de :

Présidente : Dr. F.Z. Mimoune Professeur (Université Mentouri Constantine)

Rapporteur : Dr. M. Mimoune Professeur (Université Mentouri Constantine)

Examineurs : Dr. H. Houari Professeur (Université Mentouri Constantine)

Dr. N. Djebbar Maître de conférence (Université Mentouri Constantine)

Remerciements

Ce travail a été effectué au Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures (L.M.S.S) du département de GENIE CIVIL à l'université MENTOURI de CONSTANTINE.

Grâce à dieu, aux personnes qui m'ont soutenu et qui ne sont autres que mes enseignants, ce travail a pu avoir le jour.

Comme guise de reconnaissance, j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à mon encadreur Mr M.MIMOUNE, Professeur à l'université Mentouri Constantine pour son aide, ses encouragements et à l'aide précieuse qu'il m'a apporté en faisant profiter largement des ses connaissances. Je ne serais oublier sa constante disponibilité.

Mes remerciements vont également à mes enseignants : Madame MIMOUNE F.Z, Professeur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur HOUARI H, Professeur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur TEKKOUK A, Docteur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur BOUMEKKIK A, Professeur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur KHALFELLAH S, Maître de conférences à l'université de Jijel, Docteur BOUSALEM B, Maître de conférences à l'université Mentouri Constantine.

Ma sincère reconnaissance va au Professeur MIMOUNE FATIMA.ZOHRA, pour m'avoir fait l'honneur d'être la présidente de mon jury de soutenance.

J'adresse mes sincères remerciements à messieurs les membres de jury :

- Mr HOUARI HACEN
- Mr DJEBBAR NABIL

Pour l'intérêt bienveillant qu'ils ont accordé à ce travail. Je voudrais encore une fois leur exprimer ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont participé à la réalisation de ce travail.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	I
RESUME.....	II
ABSTRACT.....	III
TABLE DES MATIERES.....	IV
LISTE DES TABLEAUX.....	X
LISTE DES FIGURES.....	XII
LISTE DES SYMBOLES.....	XV
INTRODUCTION GENERALE.....	XIX

CHAPITRE 1 – LA CONSTRUCTION MIXTE ACIER-BETON DANS LES

STRUCTURES DE BATIMENTS.....	1
1.1 Introduction.....	1
1.2 Généralités.....	1
1.3 Les poutres mixtes.....	2
1.4 Les dalles mixtes.....	3
1.5 Les poteaux mixtes.....	4
1.6 Matériaux utilisés dans un élément mixte.....	4
1.7 Caractéristiques des matériaux.....	5
1.7.1 Acier de construction.....	5
1.7.2 Acier d'armature.....	6
1.7.3 Béton.....	6
1.8 Avantages de la construction mixte.....	7
1.8.1 En général.....	7
1.8.2 Pour les poteaux mixtes.....	8
1.9 Inconvénients.....	8
1.10 Les poteaux mixtes à température ambiante.....	9
1.11 Comportement de l'acier dans les poteaux mixtes.....	10
1.11.1 Flambement du poteau.....	10
1.11.2 Voilement des sections minces.....	11
1.12 Comportement du béton dans les poteaux mixtes.....	11

1.12.1 Confinement.....	12
1.12.2 Effet du béton sur l'acier.....	13
1.13 Poteaux courts.....	13
1.14 Poteaux élancés (minces).....	14
1.15 Modes de ruine.....	14
1.16 Résistance au cisaillement et contrainte d'adhérence.....	15
1.17 Comparaison avec les poteaux métalliques.....	15
1.18 Conclusion.....	16
1.19 Objectif de travail.....	16

CHAPITRE 2 – GENERALITES SUR LE FEU ET SON INFLUENCE SUR LES

CONSTRUCTIONS.....	18
2.1 Introduction.....	18
2.2 Généralités.....	18
2.3 Conception donnée à l'incendie.....	18
2.4 Déclenchement d'un feu.....	19
2.5 Modes de propagation.....	20
2.6 Types et modélisation d'un incendie.....	21
Incendie conventionnel (ou normalisé).....	21
Incendie extérieur.....	22
Incendie hydrocarbure.....	22
Incendie paramétrique.....	23
Incendie réel.....	23
2.7 Influence de la charge combustible et de la ventilation.....	24
2.8 Prévention et protection.....	25
Protection active.....	25
Protection passive.....	25
2.9 Comportement mécanique au feu.....	26
2.10 Principes généraux d'application du calcul au feu des structures mixtes.....	27
2.10.1 Aspects de base pour application des règles de calcul au feu vis-à-vis du comportement mécanique des structures mixtes.....	27
2.10.2 Chargement mécanique – Combinaison selon les Eurocodes.....	27
2.10.3 Principes fondamentaux du calcul de la résistance au feu.....	29

2.10.4 Caractéristiques des matériaux de base pour les structures mixtes aux températures élevées.....	29
Acier.....	30
Béton.....	31
2.11 Mesures de protection.....	33
Béton.....	33
Acier.....	34
2.12 Conclusion.....	35
CHAPITRE 3 – COMPORTEMENT DES POTEAUX MIXTES EN SITUATION D’INCENDIE.....	
3.1 Introduction.....	36
3.2 Approches d’analyse pour le comportement mécanique des structures en situation d’incendie.....	37
3.3 Méthodes de calcul pour les éléments mixtes acier-béton en situation d’incendie.....	38
3.4 Description principale des modèles de calcul pour l’analyse par élément des structures mixtes acier-béton.....	40
3.4.1 Valeurs tabulées.....	40
3.4.2 Modèles de calcul simplifiés.....	42
3.4.2.1 Règles de calcul simplifiées pour le transfert thermique des poteaux mixtes avec profilé partiellement enrobé de béton.....	43
3.4.2.2 Le modèle du transfert thermique utilisé pour la détermination de la résistance au feu des poteaux mixtes en tube creux rempli de béton.....	43
3.4.3 Modèles de calcul avancés.....	44
3.5 Calcul de la température.....	45
3.6 Calcul de la résistance au flambement a l’incendie.....	49
3.6.1 Longueur de flambement.....	49
3.6.2 Résistance au flambement.....	50
3.6.2.1 Sections métalliques partiellement enrobées.....	50
3.6.2.2 Sections tubulaires remplies de béton.....	52
3.7 Les paramètres influençant la résistance au feu.....	54
3.8 Voilement local des profils d’acier.....	55
3.9 Désagrégation du béton.....	56
3.10 Mode de ruine.....	56

3.11 Temps de ruine t_{cr}	60
3.12 L'indice de résistance résiduelle IRR.....	62
3.12.1 Formule de Han, Yan et Xu pour les SHS et RHS.....	62
3.12.2 Formule de Han, Yan et Huo pour les CFST.....	63
3.12.3 Formule de Han, Huo et Wang pour les poteaux courts.....	64
3.13 Considérations de conception et de construction.....	65
3.13.1 Épaisseur de la paroi des profils creux.....	66
3.13.2 Mise à l'air libre de la vapeur.....	66
3.14 Solutions Constructives.....	67
3.14.1 Peintures intumescentes.....	67
3.14.2 Protection par écran.....	67
3.14.3 Produits en plaques.....	68
3.14.4 Produits projetés.....	69

CHAPITRE 4 - ANALYSE DE LA RESISTANCE A L'INCENDIE DES PROFILES

METALLIQUES PARTIELLEMENT ENROBES DE BETON.....	72
4.1 Introduction.....	72
4.2 Limitations et hypothèses de la méthode simplifiée.....	73
4.3 Modèle de calcul.....	73
4.4 Propriétés des matériaux.....	75
4.4.1 Acier.....	75
4.4.2 Béton.....	76
4.5 Température du feu.....	77
4.6 Procédure de calcul.....	77
4.7 Organigramme de calcul de la résistance à l'incendie.....	78
4.8 Caractéristiques des poteaux.....	83
4.9 Résultats et discussion.....	84
4.9.1 Variation de la température.....	84
4.9.2 Variation des caractéristiques mécaniques des matériaux.....	90
4.9.3 Influence de la taille du profilé sur la résistance au feu des poteaux.....	95
4.9.4 Influence du taux d'armature sur la résistance au feu des poteaux.....	97
4.9.5 Influence de l'enrobage des armatures sur la résistance au feu des poteaux.....	98
4.9.6 Influence de la longueur de flambement sur la résistance au feu des poteaux.....	99

4.9.7 Influence de la nuance de l'acier construction sur la résistance au feu des poteaux.....	101
4.9.8 Influence de la nuance de l'acier d'armature sur la résistance au feu des poteaux.....	102
4.9.9 Influence de la résistance du béton sur la résistance au feu des poteaux.....	103
4.10 Conclusion.....	104
CHAPITRE 5 - ANALYSE DE LA RESISTANCE A L'INCENDIE DES PROFILS CREUX	
REMPILIS DE BETON.....	
5.1 Introduction.....	106
5.2 Description du logiciel POTFIRE.....	107
5.3 Approche de calcul.....	108
5.3.1 Propriétés thermiques des matériaux.....	108
5.3.1.1 Acier.....	108
5.3.1.2 Béton.....	109
5.3.2 Propriétés mécaniques des matériaux.....	109
5.3.2.1 Acier.....	109
5.3.2.2 Béton.....	110
5.3.3 Calcul de la charge de ruine, $N_{fi,Rd}$	110
5.3.4 Facteurs partiels de sécurité pour les propriétés mécaniques.....	112
5.4 Analyse des poteaux mixtes en profils creux carrés remplis de béton.....	113
5.4.1 Caractéristiques des poteaux.....	113
5.4.2 Résultats et discussion.....	115
5.4.2.1 Influence de la largeur de la section sur la résistance au feu des poteaux.....	115
5.4.2.2 Influence de l'épaisseur du tube sur la résistance au feu des poteaux.....	116
5.4.2.3 Influence du taux d'armature sur la résistance au feu des poteaux.....	118
5.4.2.4 Influence de l'enrobage d'armature sur la résistance au feu des poteaux.....	120
5.4.2.5 Influence de la longueur de flambement sur la résistance au feu des poteaux.....	121
5.4.2.6 Influence de la nuance de l'acier de construction sur la résistance au feu des poteaux.....	122
5.4.2.7 Influence de la nuance de l'acier d'armature sur la résistance au feu des poteaux.....	124

5.4.2.8 Influence de la résistance du béton sur la résistance au feu des poteaux.....	125
5.5 Analyse des poteaux mixtes en profils creux circulaires remplis de béton.....	127
5.5.1 Caractéristiques des poteaux.....	127
5.5.2 Résultats et discussion.....	129
5.5.2.1 Influence de la largeur de la section sur la résistance au feu des poteaux.....	129
5.5.2.2 Influence de l'épaisseur du tube sur la résistance au feu des poteaux.....	130
5.5.2.3 Influence du taux d'armature sur la résistance au feu des poteaux.....	131
5.5.2.4 Influence de l'enrobage d'armature sur la résistance au feu des poteaux.....	132
5.5.2.5 Influence de la longueur de flambement sur la résistance au feu des poteaux.....	133
5.5.2.6 Influence de la nuance de l'acier de construction sur la résistance au feu des poteaux.....	134
5.5.2.7 Influence de la nuance de l'acier d'armature sur la résistance au feu des poteaux.....	135
5.5.2.8 Influence de la résistance du béton sur la résistance au feu des poteaux.....	136
5.6 Comparaison entre les résistances des profils carrés et circulaires.....	138
5.7 Calcul de l'indice de résistance résiduelle (IRR).....	139
5.8 Etablissement d'abaques de calcul.....	145
5.9 Conclusion.....	163
CONCLUSIONS GENERALE.....	165
BIBLIOGRAPHIE.....	168
ANNEXE.....	170

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Comparaison d'éléments mixtes et en béton armé.....	8
Tableau 3.1 : Domaine d'application des différentes méthodes de calcul en situation de feu nominal (normalisé).....	39
Tableau 3.2 : Domaine d'application des différentes méthodes de calcul sous condition de feu naturel.....	39
Tableau 3.3 : $q_{0,t}$ et K_t en fonction de la résistance à l'incendie normalisé R.....	45
Tableau 3.4 : A_m/V et $q_{c,t}$ en fonction de la résistance à l'incendie normalisé R.....	56
Tableau 4.1 : Facteurs de réduction k_q pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction.....	75
Tableau 4.2 : Résistances du béton utilisées dans le calcul.....	76
Tableau 4.3 : Valeurs des deux principaux paramètres des relations contrainte-déformation du béton de masse volumique courante à haute température.....	76
Tableau 4.4 : Caractéristiques des poteaux.....	83
Tableau 4.5 : Températures des semelles et du béton dans les poteaux.....	84
Tableau 4.6 : Détérioration des résistances mécaniques des matériaux.....	91
Tableau 4.7 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la taille du profilé.....	95
Tableau 4.8 : Résistances au feu des poteaux en fonction du taux d'armature.....	97
Tableau 4.9 : Résistances au feu des poteaux en fonction de l'enrobage d'armature.....	98
Tableau 4.10 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la longueur de flambement...	100
Tableau 4.11 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la nuance de l'acier de construction.....	101
Tableau 4.12 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la nuance de l'acier d'armature.....	102
Tableau 4.13 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la résistance du béton.....	103
Tableau 5.1 : Domaine d'application de POTFIRE.....	108
Tableau 5.2 : Caractéristiques des profils carrés.....	114
Tableau 5.3 : Résistances au feu des poteaux carrés en fonction de la largeur du tube.....	115
Tableau 5.4 : Résistances au feu des poteaux carrés en fonction de l'épaisseur du tube.....	116
Tableau 5.5 : Résistances au feu des poteaux carrés en fonction du taux d'armature	118

Tableau 5.6 : Résistances au feu des poteaux carrés en fonction de l'enrobage des armatures...	120
Tableau 5.7 : Résistances au feu des poteaux carrés en fonction de la longueur de flambement.....	121
Tableau 5.8 : Résistances au feu des poteaux carrés en fonction de la nuance de l'acier de construction.....	123
Tableau 5.9 : Résistances au feu des poteaux carrés en fonction de la nuance de l'acier de d'armature.....	124
Tableau 5.10 : Résistances au feu des poteaux carrés en fonction de la résistance du béton.....	125
Tableau 5.11 : Caractéristiques des profils circulaires... ..	128
Tableau 5.12 : Résistances au feu des poteaux circulaires en fonction du diamètre du tube.....	129
Tableau 5.13 : Résistances au feu des poteaux circulaires en fonction de l'épaisseur du tube.....	130
Tableau 5.14: Résistances au feu des poteaux circulaires en fonction du taux d'armature ...	131
Tableau 5.15 : Résistances au feu des poteaux circulaires en fonction de l'enrobage des armatures.....	132
Tableau 5.16 : Résistances au feu des poteaux circulaires en fonction de la longueur de flambement.....	133
Tableau 5.17 : Résistances au feu des poteaux circulaires en fonction de la nuance de l'acier de construction.....	134
Tableau 5.18 : Résistances au feu des poteaux circulaires en fonction de la nuance de l'acier de d'armature.....	135
Tableau 5.19 : Résistances au feu des poteaux circulaires en fonction de la résistance du béton.....	136
Tableau 5.20 : Comparaison entre l' IRR_{Han} et l' IRR_{EC4}	141

LISTES DES FIGURES

Figure 1.1 : Différentes formes de poutres mixtes.....	2
Figure 1.2 Exemples de type de profilé métallique.....	3
Figure 1.3 Dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.....	4
Figure 1.4 : Exemples types de sections transversales de poteaux mixtes.....	4
Figure 1.5 Relation contrainte-déformation spécifique des aciers de construction.....	6
Figure 1.6 Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature.....	6
Figure 1.7 Diagramme parabolique conventionnel.....	7
Figure 1.8 Exemples de poteaux mixtes nécessitant en général une protection.....	9
Figure 1.9 Flambement des poteaux mixtes.....	10
Figure 1.10 Voilement local des sections mixtes.....	11
Figure 1.11 Béton confiné.....	12
Figure 1.12 Courbes contraintes-déformations d'un béton confiné et non confiné.....	13
Figure 1.13 Pression latérale dans le tube d'acier.....	13
Figure 1.14 : Modes de voilement de l'acier et des sections mixtes.....	15
Figure 1.15 Un type de connecteur mécanique.....	15
Figure 1.16 : Modes de flambement des sections métalliques et mixte.....	16
Figure 2.1 : Le triangle du feu.....	19
Figure 2.2 : Température ambiante pour l'incendie conventionnel ISO834.....	22
Figure 2.3 : Courbes d'incendies nominaux.....	23
Figure 2.4 : Phases d'un incendie naturel, en comparant les températures ambiantes à la courbe d'incendie conventionnel ISO 834.....	24
Figure 2.5 : Diminution des propriétés contrainte-déformation avec la température pour de l'acier S275.....	30
Figure 2.6 : Courbes contrainte-déformation en fonction de la température pour des bétons normaux.....	32
Figure 3.1 : Différentes approches d'analyse pour le comportement mécanique des structures en situation d'incendie.....	37

Figure 3.2 : Deux possibilités d'application des méthodes de calcul simplifiées par valeur tabulée.....	41
Figure 3.3 : Longueur de flambement lors d'un incendie.....	49
Figure 3.4 : Comparaison des déformations axiales pour des profils creux remplis de béton HSS exposés au feu.....	57
Figure 3.5 : Déformation axiale des poteaux remplis de NSC et HSC en fonction du temps d'exposition.....	58
Figure 3.6 : Mode typiques de ruine des poteaux courts.....	59
Figure 3.7 : Mode typiques de ruine des poteaux élancé.....	60
Figure 3.8 : Temps critique en minute des poteaux mixtes.....	61
Figure 3.7 : Une vue général des spécimens après l'essai.....	64
Figure 4.1 : Section des poteaux étudiés.....	72
Figure 4.2 : Les longueurs de flambements.....	74
Figure 4.3 : Profilé métallique de forme H partiellement enrobé.....	74
Figure 4.4 : Courbe du feu conventionnel ISO834.....	77
Figure 4.5 : Division de la section par la méthode simplifiée de l'EC4.....	78
Figure 4.6 : Organigramme du programme de calcul.....	82
Figure 4.7 : Variation de la température dans les poteaux.....	86
Figure 4.8 : Les incréments de la température de l'acier et du béton.....	89
Figure 4.9 : Détérioration des résistances mécaniques des matériaux.....	93
Figure 4.10 : Influence de la taille du profilé.....	96
Figure 4.11 : Influence du taux d'armature.....	97
Figure 4.12 : Influence de l'enrobage des armatures.....	99
Figure 4.13 : Influence de la longueur de flambement.....	100
Figure 4.14 : Influence de la nuance d'acier de construction.....	101
Figure 4.15 : Influence de la nuance d'acier d'armature.....	102
Figure 4.16 : Influence de la résistance du béton.....	103
Figure 5.1 : Section des poteaux étudiés.....	106
Figure 5.2 : Fenêtre du logiciel POTFIRE.....	107
Figure 5.3 : Profils creux carré rempli de béton.....	113
Figure 5.4 : Influence de la largeur du tube sur la résistance au feu des profils carrés.....	115
Figure 5.5 : Influence de l'épaisseur du tube sur la résistance au feu des profils carrés	117

Figure 5.6 : Variation de la résistance au feu en fonction de la variation de la section du béton sur la résistance au feu des profils carrés	118
Figure 5.7 : Influence du taux d'armature sur la résistance au feu des profils carrés	119
Figure 5.8 : Influence de l'enrobage des armatures sur la résistance au feu des profils carrés	120
Figure 5.9 : Influence de la longueur de flambement sur la résistance au feu des profils carrés	122
Figure 5.10 : Influence de la nuance de l'acier de construction sur la résistance au feu des profils carrés	123
Figure 5.11 : Influence de la nuance de l'acier d'armature sur la résistance au feu des profils carrés	124
Figure 5.12 : Influence de la résistance du béton sur la résistance au feu des profils carrés	125
Figure 5.13 : Profils creux circulaire rempli de béton.....	127
Figure 5.14 : Influence du diamètre du tube sur la résistance au feu des profils circulaire ..	129
Figure 5.15 : Influence de l'épaisseur du tube sur la résistance au feu des profils circulaire	130
Figure 5.16 : Influence du taux d'armature sur la résistance au feu des profils circulaire ...	132
Figure 5.17 : Influence de l'enrobage des armatures sur la résistance au feu des profils circulaire	133
Figure 5.18 : Influence de la longueur de flambement sur la résistance au feu des profils circulaire	134
Figure 5.19 : Influence de la nuance de l'acier de construction sur la résistance au feu des profils circulaire	135
Figure 5.20 : Influence de la nuance de l'acier d'armature sur la résistance au feu des profils circulaire	136
Figure 5.21 : Influence de la résistance du béton sur la résistance au feu des profils circulaire	137
Figure 5.22 : Comparaison entre les résistances des profils carrés et circulaires.....	138
Figure 5.23 : Indice de résistance résiduelle IRR.....	143
Figure 5.24 : Exemple de calcul sur l'ABAQUE N°2.....	146
Figure 5.8 : Indice de résistance résiduelle.....	130

LISTES DES SYMBOLES

Alphabet latin

a :	Épaisseur de protection
A :	Aire de la section transversale
A_a :	Aire de la section d'acier
A_s :	Aire de la section d'armature
A_c :	Aire de la section du béton
A_m :	Surface d'élément directement échauffée par unité de longueur
A_m/V :	Facteur de massiveté d'un élément de structure
b :	Largeur de la section
$b_{c,fi}$:	Couche externe de béton négligée
B :	Largeur de la section transversale du poteau
c :	Chaleur spécifique, ou courbe de flambement, ou enrobage de béton du nu du béton au contour de l'élément en acier
C :	Périmètre de la section transversale du poteau
D :	Diamètre extérieur du poteau, ou largeur extérieure du poteau
e :	Excentricité de charge, ou épaisseur de profilé ou de profil creux
e/D :	Rapport d'excentricité de charge
$E_a; E_{a,20^\circ C}$:	Valeur caractéristique du module d'élasticité à 20 °C de l'acier de construction
$E_s; E_{s,20^\circ C}$:	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
$E_{c,sec,q}$:	Valeur caractéristique du module sécant réduit du béton en situation d'incendie
$EI_{fi,eff}$:	Rigidité flexionnelle effective à l'incendie
$f_{ay,20^\circ C}; f_{yk}$:	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de

	construction à 20 °C
$f_{sy,20^{\circ}C}; f_{sk}$:	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armature à 20°C
$f_{c,20^{\circ}C}; f_{ck}$:	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique à 28 jours
$f_{c,q,20^{\circ}C}$:	Valeur caractéristique de la résistance à la compression résiduelle du béton sur éprouvette cylindrique, chauffé puis refroidi à 20 °C
h :	Hauteur de la section
$h_{w,fi}$:	Hauteur d'âme négligée
$I_i; I_{i,q}$:	Module tangent, ou inertie du matériau i
k, k_q :	Facteur de réduction d'une résistance ou d'une propriété de déformation qui dépend de la température du matériau
kL :	Longueur de flambement, ou longueur utile
L :	Longueur du poteau (longueur d'épure entre planchers)
L/D :	Rapport d'élanement
$L_q; L_{fi}$:	Longueur de flambement en situation d'incendie
$N_{fi,cr}$:	Charge critique élastique de flambement à l'incendie
$N_{fi,pl,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie
$N_{fi,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance d'un élément en compression axiale et en situation d'incendie (= résistance de calcul au flambement)
$N_{pl,Rd}$:	Résistance plastique à température ambiante
$N_u(t)$:	Résistance ultime au temps t de feu
N_u :	Résistance ultime à température ambiante
r :	Rayon de giration
R :	Résistance au feu en minute
$R30$ ou $R60$:	Élément satisfaisant au critère de résistance mécanique pendant 30 min, ou 60 min d'exposition au feu normalisé
t :	Épaisseur de la paroi du profil, ou temps écoulé pendant l'exposition au feu

t_{cr} :	Temps de ruine
t_f :	Epaisseur de la semelle
t_w :	Epaisseur de l'ame
$T_f; T_g$:	Température du feu, ou du gaz
T_{cr} :	Température critique
$u_i; u_{si}$:	Distance entre le nu du béton et l'axe d'une barre d'armature
V :	Volume d'un élément par unité de longueur

Alphabet Grec

e :	Déformation, ou rapport
s :	Contrainte, ou constante de Stefane
$s_{i,q}$:	Contrainte limite dans le matériau i à température q
l :	Facteur d'élanement, ou conductivité thermique
\bar{l}_q :	Elanement non dimensionnel
f :	Diamètre d'une barre
a :	Facteur de réduction, ou paramètre d'imperfection généralisée
d :	Excentricité de charge, ou flèche latérale
r :	Densité volumique, courbure, ou taux d'armature
x :	Facteur de confinement, ou taux de contribution de l'acier
$g_{M,fi}$:	Coefficient partiel de sécurité d'un matériau en situation d'incendie
c, j :	Coefficients et facteurs de réduction ou de correction
c_z :	Facteur de réduction suivant l'axe z
q :	Température
q_0 :	Température initiale des gaz
q_a :	Température de l'acier de construction
q_{cr} :	Température critique d'un élément de structure
q_i :	Température du matériau i
q_s :	Température d'une barre d'armature

q_t : Température des gaz à l'instant t

Acronymes

CFST	Concrete Filled Steel Tube
CHS	Circular Hollow Section
EC	Euro Code
FC	Fibred Concrete
HFC	High Fibred Concrete
HSC	High Strength Concrete
HSS	Hollow Steel Section
ISO	Feu conventionnel
NRCC	National Research Council Canada
NSC	Normal Strength Concrete
PC	Plain Concrete
RC	Reinforced Concrete
RHS	Rectangular Hollow Section

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de la suite de la recherche que développe l'équipe de recherche au sein du laboratoire de mécanique des sols et des structures (**L.M.S.S**) du département de génie-civil à l'université **MENTOURI** de **Constantine** sur les structures métalliques et les structures mixtes acier-béton, ce thème de recherche sur le comportement à l'incendie des poteaux mixtes acier-béton, a été proposé pour l'obtention du diplôme de magister.

L'objectif de l'étude envisagée dans le cadre de ce magister est d'étudier le comportement à l'incendie des poteaux mixtes en profils métalliques partiellement enrobés de béton et profils creux de sections carrées et circulaires remplis de béton. Cette étude nous oblige à tracer un plan de travail comprenant les étapes suivantes :

- **une première étape** : est consacré à l'étude des constructions mixtes constituées d'éléments mixtes (poutres mixtes, dalles mixtes et essentiellement des poteaux mixtes), en général, tout en mettant en avant l'intérêt et l'avantage de ce type de construction qui repose sur l'association de l'acier et du béton en tirant profit au maximum de leurs caractéristiques principales. La fin de cette partie est consacrée au comportement de l'élément objet de notre étude (poteau mixte) à température normale.
- **une deuxième étape** : est consacrée à la définition et à la présentation du feu et son influence sur les constructions en général et sur la construction mixte en particulier. Dans cette partie, les différents types et modélisation d'incendies, les caractéristiques de l'acier et du béton aux températures élevées, ainsi que les mesures de protection pour ces deux matériaux sont présentés.
- **une troisième étape** : est consacrée au développement et à l'amélioration des connaissances sur le comportement à l'incendie des poteaux mixtes acier-béton. Cette étape est, en particulier, consacrée à la conception et à la description des différentes approches d'analyse et différents modèles de calcul à l'incendie, ainsi qu'à la présentation de la méthode analytique, dite méthode de calcul simplifiée proposée par l'Eurocode 4 et les annexes F et G pour les deux types de poteaux mixtes :
 - Profils métalliques partiellement enrobés de béton;
 - Profils creux carrés et circulaires remplis de béton.

Dans cette partie, on a également effectué une étude bibliographique sur les poteaux mixtes acier-béton, ou on a collecté un grand nombre d'articles récents qui traitent le comportement à l'incendie des poteaux mixtes, afin de faire une synthèse bibliographique qui servira de base pour notre étude analytique. Le modèle de calcul simplifié présenté par l'Eurocode 4 est retenu comme modèle de calcul pour notre étude.

- **une quatrième étape :** est consacré à l'élaboration d'un programme de calcul permettant d'étudier la résistance à l'incendie des poteaux mixtes en profils métalliques partiellement enrobés de béton avec un nombre important de paramètres. L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus par ce traitement numérique ont permis de constater l'influence positive ou négative de certains paramètres sur la résistance au feu de ce type de poteaux mixtes.

- **une cinquième étape :** est consacré à l'analyse de la résistance à l'incendie des poteaux mixtes en profils creux remplis béton à l'aide du logiciel de calcul POTFIRE fondé sur les règles de l'Eurocode 4, avec un nombre important de paramètres. L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus par ce logiciel ont permis de constater l'influence positive ou négative de certains paramètres sur la résistance au feu de ce type de poteaux mixtes avec leurs formes carrées et circulaires.

CHAPITRE 1

LA CONSTRUCTION MIXTE ACIER-BETON DANS LES STRUCTURES DE BATIMENTS

1.1 Introduction

Ce chapitre est consacré aux généralités sur les constructions mixtes. Dans un premier temps une définition du mixte et le mode de fonctionnement de ce type de construction, avec l'apport que peut apporter les principaux matériaux utilisés, à savoir : l'acier et le béton, suivit par un passage en revue des différents types d'éléments mixtes. Comme le comportement de ces derniers nécessite la connaissance détaillée des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, ceux-ci sont présentés dans la partie qui suit.

Ce type de construction présente des avantages et des inconvénients qu'il est utile de mentionner

En dernier lieu, on va se concentrer sur le comportement des poteaux mixtes à température normale.

1.2 Généralités

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts [1]. Bien que de nature franchement différente, ces deux matériaux sont complémentaires, le béton résiste à la compression et l'acier à la traction.

Le profilé métallique est généralement connecté mécaniquement à la partie béton ; cette connexion offre une importante résistance au cisaillement à l'interface des deux matériaux, leur permettant de travailler ensemble en flexion. La dalle de béton permet la reprise des efforts de compression ainsi qu'une protection complémentaire intéressante du profilé en acier contre la corrosion et l'incendie; l'acier reprenant principalement les efforts de traction.

Dans les bâtiments multi-étagés les grandes portées génèrent des moments de flexion importants qui peuvent être repris plus avantageusement par une structure mixte.

Un *élément mixte* est généralement porteur; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes :

- Les poutres mixtes,
- Les dalles mixtes,
- Les poteaux mixtes.

La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion.

1.3 Les poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton; elles peuvent être de la forme illustrée à la figure 1.1. Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles [2].

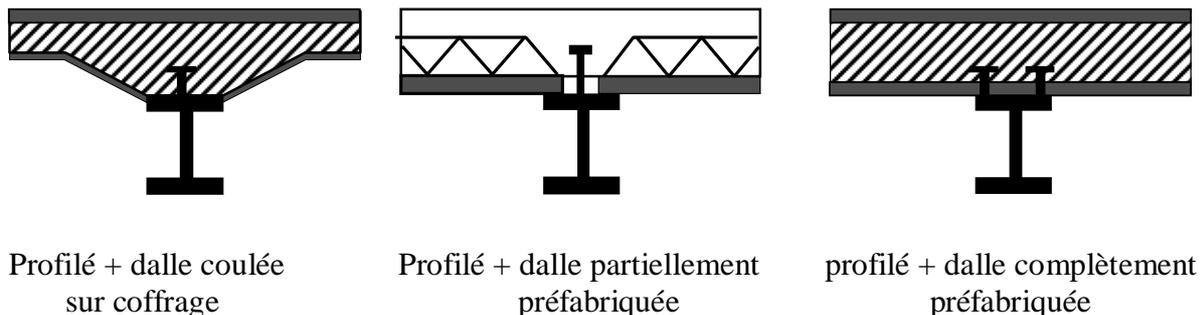


Figure 1.1 : Différentes formes de poutres mixtes [1].

Il faut noter que le type de profilé métallique peut varier suivant le type d'application (figure 1.2)

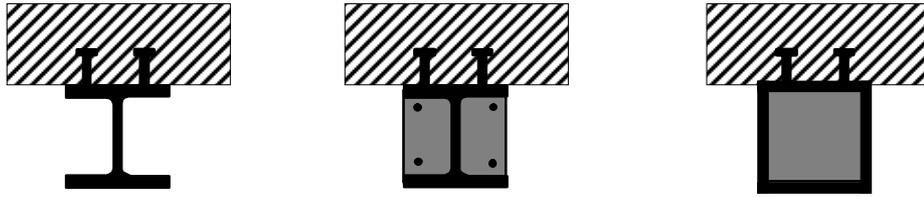


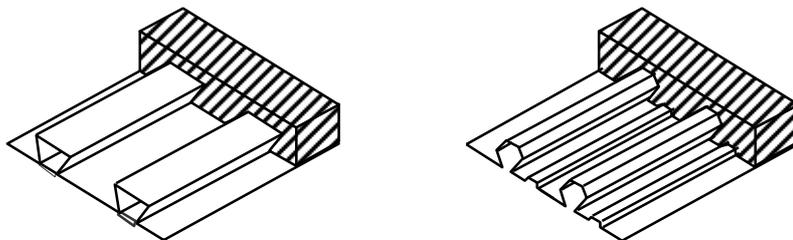
Figure 1.2 Exemples de type de profilé métallique.

1.4 Les dalles mixtes

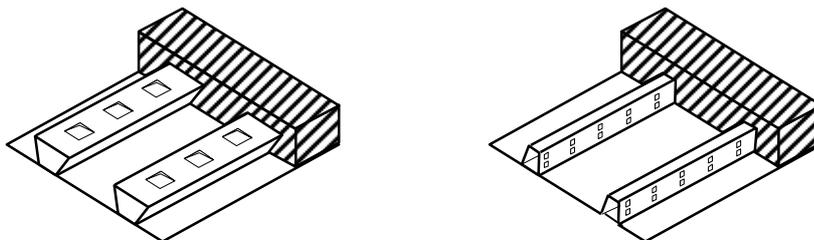
Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier. Il s'agit

- soit d'une *dalle coulée in situ sur un platelage*
- soit d'une *dalle composée d'éléments préfabriqués en béton* (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm [2].



Liaison par frottement dans les dalles mixtes



Liaison mécanique dans les dalles mixtes

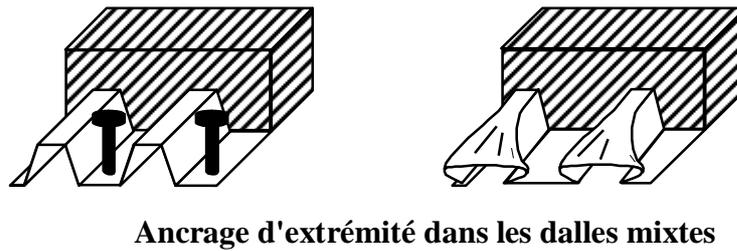


Figure 1.3 Dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes [1].

1.5 Les poteaux mixtes

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non [1].

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes :

- les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement (figure 1.4).
- les poteaux remplis de béton (figure 1.4).

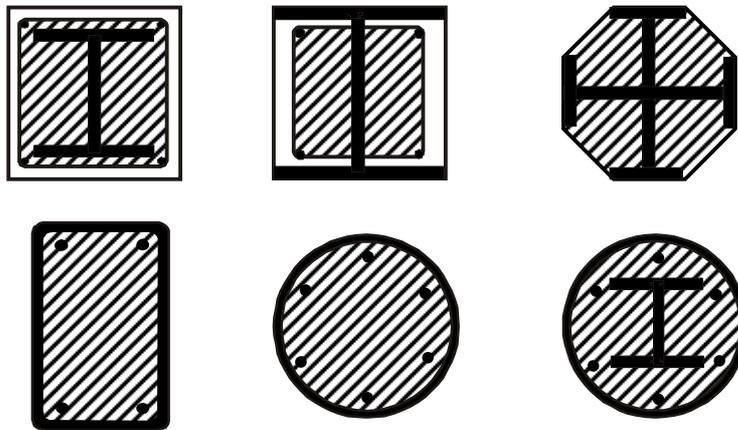


Figure 1.4 : Exemples types de sections transversales de poteaux mixtes [1].

1.6 Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [EC2, EC3, EC4].

1.7 Caractéristiques des matériaux

Les principales caractéristiques des matériaux cités ci-dessus sont examinées dans ce qui suit :

1.7.1 Acier de construction

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité). La classification couramment utilisée en construction métallique "*Nuance d'acier*" qui est définie par sa limite d'élasticité f_y [2].

L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113.

Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210000 N / mm^2$
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu_a)} \cong 80769 N / mm^2 \cong 81 KN / mm^2$
- Coefficient de Poisson : $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique : $r_a = 7850 Kg / m^3$

Pour les calculs et la conception, l'eurocode3 (EC3) admet l'idéalisation de la relation contrainte-déformation de l'acier de construction sous forme élastique parfaitement plastique [1], comme indiquée sur la figure 1.5.

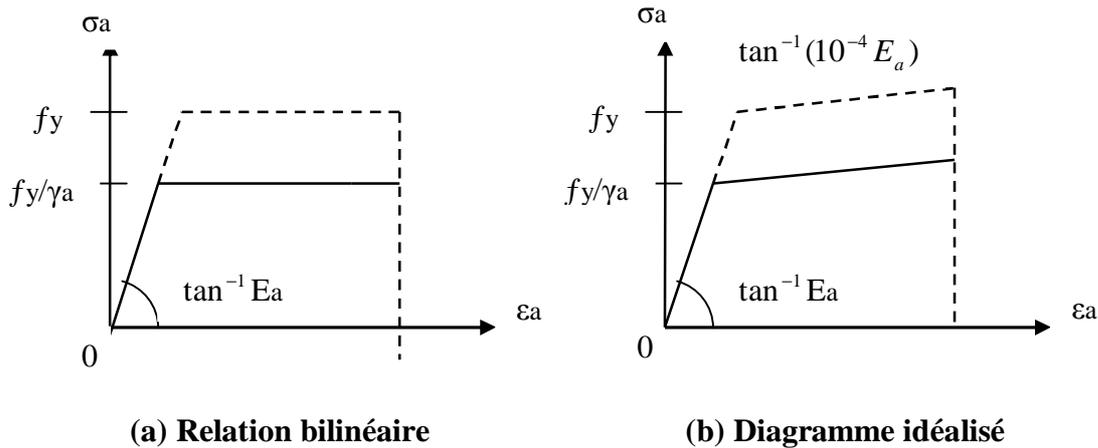


Figure 1.5 Relation contrainte-déformation spécifique des aciers de construction [1].

1.7.2 Acier d'armature

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%.

Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction [2] (figure 1.6).

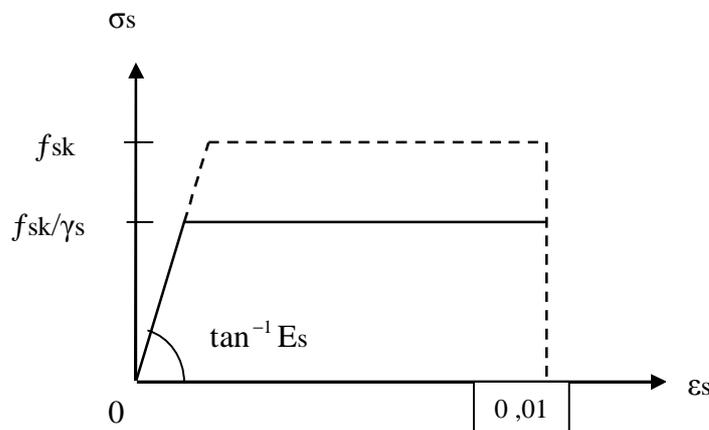


Figure 1.6 Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature [1].

1.7.3 Béton

Le béton est défini par sa résistance à la compression. Nous nous intéressons donc uniquement aux caractéristiques mécaniques du béton puisque ce sont elles qui déterminent sa résistance. La relation contrainte-déformation conventionnelle est définie comme suit :

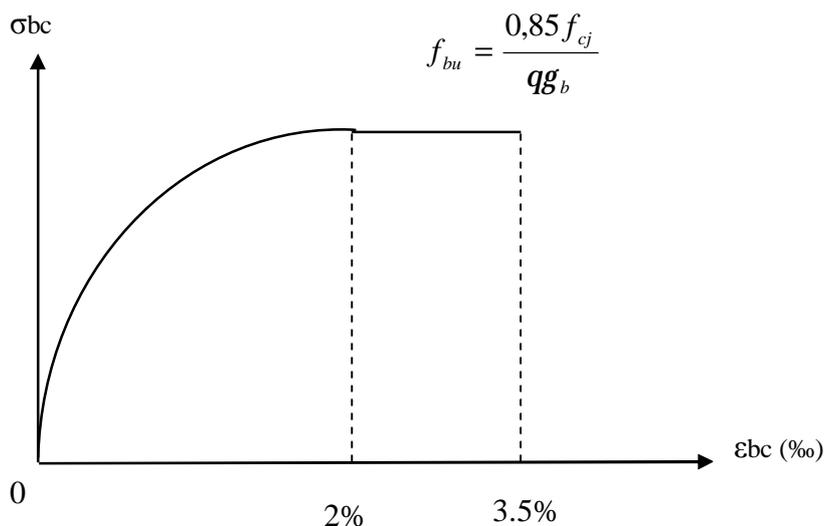


Figure 1.7 Diagramme parabolique conventionnel [3].

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C20 à C25. Toutefois, selon la situation, il se peut que l'on utilise un béton de moindre (C16, C18) ou de meilleure qualité (C30, C40, C50).

Le module d'élasticité E du béton est une caractéristique présentant une dispersion non négligeable, qui dépend essentiellement de la résistance à la compression sur cylindre.

Les propriétés du béton varient cependant au cours du temps. Le fluage et le retrait sont les principaux phénomènes qui influencent le comportement du béton [2].

1.8 Avantages de la construction mixte

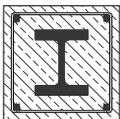
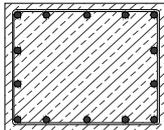
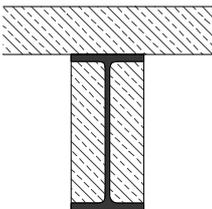
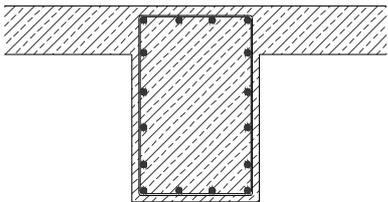
Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes sont :

1.8.1 En général

- La construction mixte permet une réalisation rapide;
- Le poids de la partie métallique exigé dans la construction mixte est de manière significative moins que si les matériaux étaient employés indépendamment, autrement dit un gain sur le poids total de la structure (tableau 1.1);
- Il n'y a aucun besoin de coffrage, car les profilés en acier peuvent être employés comme soutient d'éléments de coffrage de bois pour le béton, ou avec l'aide de quelques appuis verticaux provisoire. Le coffrage de bois de construction peut être remplacé par des éléments de béton préfabriqué ou de tôle en acier.

- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles);
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si les semelles sont enrobées de béton ou se trouvant dans l'épaisseur de la dalle;
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.
- Une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé);

Tableau 1.1 : Comparaison d'éléments mixtes et en béton armé [1]

	Mixte	Béton armé
Poteau		
Dimensions [cm]	70/70	80/120
Poutre		
Dimensions [cm]	160/40	160/120

1.8.2 Pour les poteaux mixtes

- Une amélioration de la résistance au feu;
- Une conservation des dimensions externes de poteau d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé métallique aux charges à soutenir;
- Augmentation de la tenue au flambement;
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.

1.9 Inconvénients de la construction mixte

Un inconvénient mineur est qu'elle est légèrement plus compliquée comme méthode de construction par rapport aux méthodes traditionnelles; la nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton peut constituer aussi un inconvénient. Mais pour les poteaux mixtes, il n'est pas obligatoire de placer les connecteurs.

Ces inconvénients sont vite rattrapés par le nombre d'avantages déjà cités.

1.10 Les poteaux mixtes à température normale

Les poteaux mixtes ont été employés pour les structures résistantes aux tremblements de terre, piles de pont soumises à l'impact du trafic, colonnes pour soutenir les réservoirs, plates-formes de chemins de fer, colonnes dans les gratte-ciel, ... etc [4].

Dans le cas de sections creuses remplies de béton, l'acier sert aussi de coffrage perdu; ce qui permet de réaliser en premier lieu le montage de la charpente métallique d'un bâtiment, puis, en second lieu, de pomper du béton pour remplir les profils creux. Cela permet un gain de temps et de coût appréciable lors du montage. De plus, cette section d'acier enveloppe permet au béton d'atteindre des résistances plus élevées. Dans le cas de tubes circulaires remplis de béton, l'acier, en confinant le béton, assure un rôle de frettage qui provoque une augmentation de la charge portante globale; l'influence du fluage et du retrait du béton peuvent alors être généralement négligées, ce qui n'est pas le cas pour les profils enrobés de béton. 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. Pour les sections partiellement enrobées (figure 1.8-a), aussi bien que pour les sections creuses remplies de béton (figure 1.8-b), les prescriptions en matière d'incendie nécessitent un renforcement supplémentaire. Les sections partiellement enrobées présentent l'avantage de servir de coffrage lorsqu'elles sont placées horizontalement. Un autre avantage important des sections partiellement enrobées est le fait qu'après bétonnage, des faces d'acier restent apparentes et peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage de poutres [1].



(a) Profilé partiellement enrobé



(b) Profil creux rempli de béton

Figure 1.8 : Exemples des poteaux mixtes nécessitant généralement une protection à l'incendie [27,1]

1.11 Comportement de l'acier dans les poteaux mixtes

La ruine d'un poteau d'acier peut survenir selon trois types de mécanisme de rupture. Ces trois mécanismes sont le flambement du poteau, le voilement des sections minces et la plastification totale de la section. Les deux premiers mécanismes représentent respectivement un comportement global et local du poteau. Le troisième mécanisme n'est obtenu que pour des poteaux courts et trapus [5].

1.11.1 Flambement du poteau

Le flambement est un phénomène global qui apparaît sur l'ensemble du poteau et non a un endroit localisé comme le voilement. Il est caractérisé par un déplacement hors plan de l'ensemble de la section (figure 1.9). Il est influencé par les caractéristiques globales du poteau telles que la rigidité de la section, la hauteur et les conditions de retenue aux appuis.

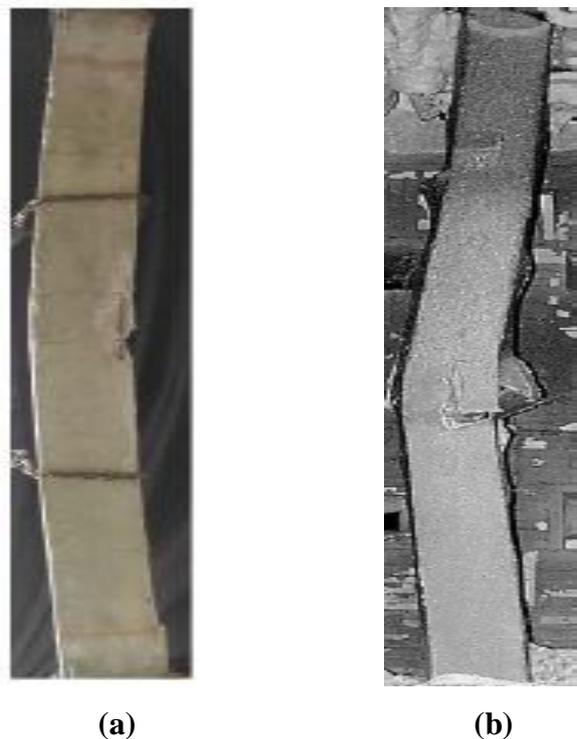


Figure 1.9 : Flambement des poteaux mixtes : (a)- Profil d'acier enrobé de béton (b)- Profil creux rempli de béton [14,16].

1.11.2 Voilement des sections minces

Lorsqu'une section est composée de plaques dont les dimensions sont importantes par rapport à leurs épaisseurs, il peut survenir un voilement des plaques. Le voilement est un phénomène local qui survient lorsque la plaque est comprimée. Il est caractérisé par de grandes déformations hors du plan de la plaque qui mènent à la ruine de la pièce (figure 1.10).



Figure 1.10 : Voilement local des sections mixtes [6,7].

1.12 Comportement du béton dans les poteaux mixtes

La présence du béton entre les ailes et à l'intérieur des poteaux mixtes donne lieu à un comportement complexe entre l'acier et le béton. En effet, la présence de l'acier tend à confiner le béton en l'empêchant de se dilater transversalement lors de l'application du

chargement. Par contre, ce même phénomène induit dans l'acier des efforts transversaux supplémentaires à ceux causés par le chargement axial, ce qui a pour effet de réduire la résistance aux charges axiales [5].

1.12.1 Confinement

Lorsque les déformations transversales d'un béton chargé axialement ne sont pas libres de prendre place dû à une retenue latérale, on remarque une augmentation de la résistance en compression du béton. Ce phénomène est communément appelé *confinement* du béton. En empêchant le béton de se déformer transversalement, l'acier applique des efforts latéraux sur le béton qui créent la pression de confinement (figure 1.11 ; 1.12).

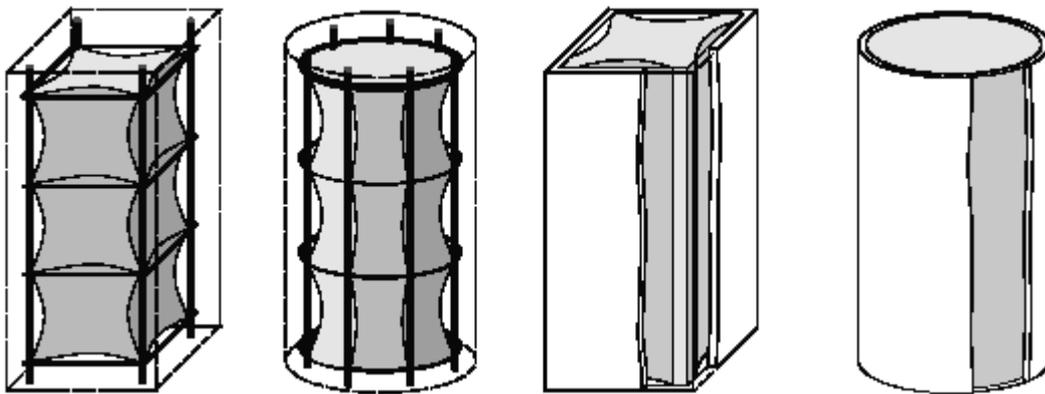


Figure 1.11 : Béton confiné pour les poteaux en béton armé et les profils creux remplis de béton CFT [8].

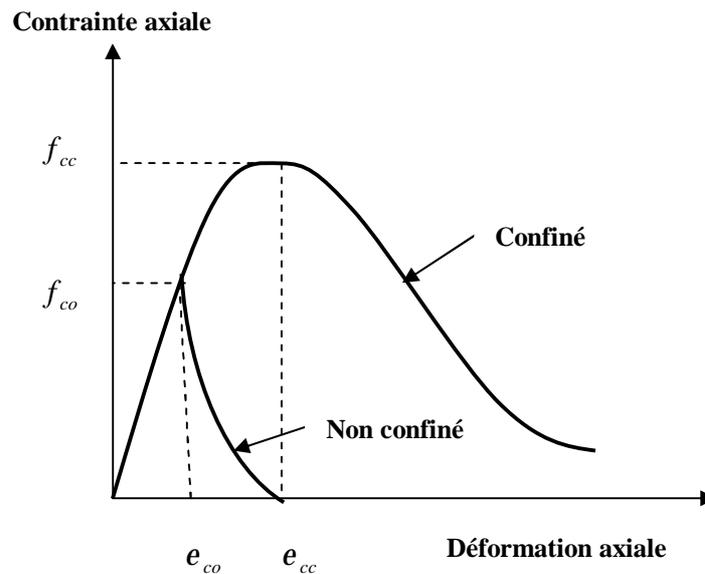


Figure 1.12 Courbes contraintes-déformations d'un béton confiné et non confiné [5].

1.12.2 Effet du béton sur l'acier

Lorsque le béton tend à prendre de l'expansion dans la direction transversale au chargement, il engendre des efforts dans l'acier qui s'oppose à cette expansion. Le confinement qui est bénéfique pour le béton peut donc se révéler néfaste pour la section d'acier (figure 1.13).

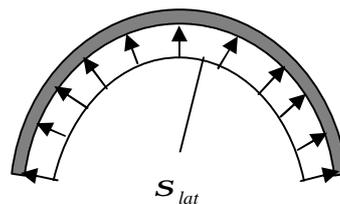


Figure 1.13 : Pression latérale dans le tube d'acier engendrée par le noyau de béton [8].

1.13 Poteaux courts

Dans la pratique, les poteaux mixtes sont soumis à la compression axiale et aux moments de flexion, ou la flexion est présentée par des excentricités de charge intentionnelles et involontaires. Ils sont habituellement classés par catégorie comme *courts* ou *élané* ; ces

classifications ne se rapportent pas à l'aspect physique ou au rapport des dimensions latérales à la longueur, mais plutôt à leurs modes de rupture.

La résistance d'un poteau mixte court est régie par sa résistance de section, qui est la capacité de la section transversale de résister aux charges et aux moments axiaux appliqués, et est basée purement sur la résistance caractéristique des matériaux à savoir résistance à la compression du béton et limite d'élasticité de l'acier. Les poteaux mixtes courts atteignent habituellement la résistance de la section, de sorte que la rupture soit régie par la résistance du matériau [8].

1.14 Poteaux élancés

La résistance d'un poteau élancé est régie par ce qui peut se nommer *résistance de l'élément* reflétant le fait que la résistance de charge dépend non seulement des propriétés du matériau, mais également des propriétés géométriques de l'élément entier à savoir longueur et rigidité flexionnelle. Dans ce cas non seulement les propriétés non-linéaires des matériaux qui doivent être prises en considération mais également les effets géométriques, tel l'élanement, qui cause des excentricités additionnelles de charge, produit par la déflexion qui se produit pendant le chargement [8].

On peut donc en conclure que si la résistance de charge est sensiblement réduite par les moments du second ordre, provoqués par des déflexions du poteau, ce dernier est classifié comme élancé; autrement il est classifié comme court [8].

1.15 Modes de ruine

Les poteaux mixtes courts montrent un mécanisme de ruine caractérisé par l'écoulement de l'acier et l'écrasement du béton. Les poteaux de longueur moyenne se comportent inélastiquement et s'effondrent par écoulement partiel de l'acier, écrasement du béton à la compression et fissuration du béton à la traction [4].

Ge et Usami [4] ont étudié des modes de voilement local des poteaux de sections remplies et d'autres de sections vides, raidies et non raidies comme montrés sur la figure 1.14. Ils ont trouvé que les raidisseurs ont contribué en grande partie au flambement global des poteaux même lorsque les rigidités des raidisseurs étaient petites, et que le voilement local des raidisseurs longitudinaux est empêché par le béton.

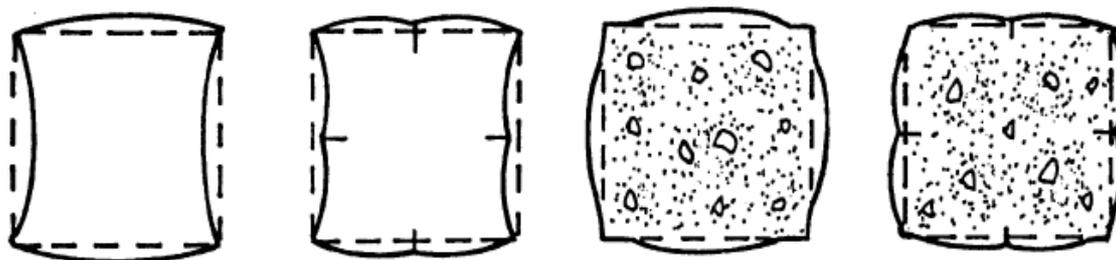


Figure 1.14 : Modes de voilement de l'acier et des sections mixtes [4].

1.16 Résistance au cisaillement et contrainte d'adhérence

L'utilisation des connecteurs mécaniques (figure 1.15) peut être nécessaire dans des cas spéciaux dans lesquels la contrainte d'adhérence limitée est susceptible d'être excédée, par exemple en présence de cisaillement transversal significatif sur le poteau, et également dans le cas de chargement dynamique et séismique. Pour une surface métallique lisse, la résistance mécanique est de moindre importance que pour une surface métallique irrégulière. L'influence d'une pression d'interface sur le transfert de force est donc plus importante pour une surface lisse que pour une surface avec des irrégularités.

Un béton normal sans armature n'aura aucune résistance au cisaillement après fissuration de flexion ou de cisaillement, à moins qu'il soit confiné à l'intérieur d'une longueur relativement courte du tube en acier [4].

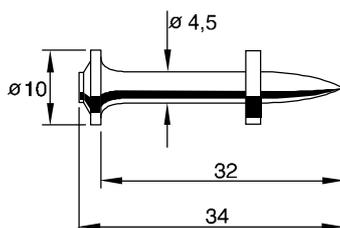


Figure 1.15 : Un type de connecteur mécanique (Clou HILTI X-DSH32 P10) [1]

1.17 Comparaison avec les poteaux métalliques

Les modes de base de voilement des poteaux métalliques et mixtes sont illustrés à la figure 1.16 [4]. Dans le cas des profils creux remplis de béton, le béton à l'intérieur du tube empêche

le voilement vers l'intérieur de la paroi du tube, et cette dernière fournit alternativement le confinement latéral efficace au béton à l'intérieur du tube.

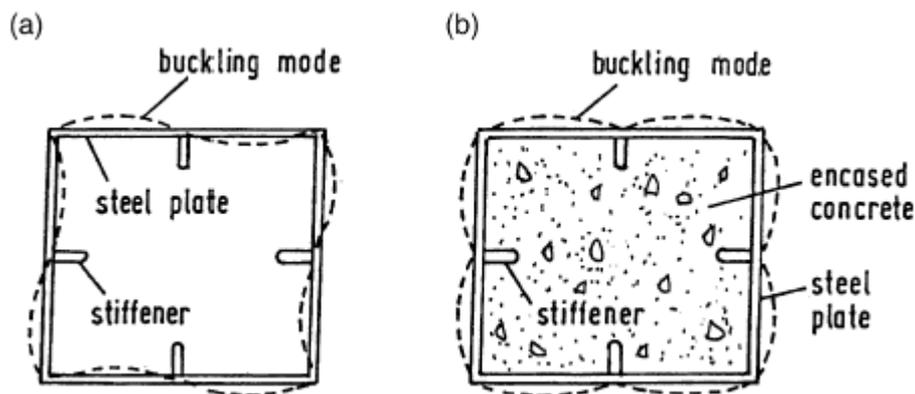


Figure 1.16 : Modes de flambement des sections métalliques et mixte [4]. (a) Section droite métallique; (b) Section droite mixte.

1.18 Conclusion

D'une manière générale la construction mixte ouvre une large porte vers la modélisation et l'industrialisation de la construction. Mais cette nouvelle méthode de construction nécessite une précaution supplémentaire vis-à-vis de l'incendie là où la section métallique reste apparente après bétonnage comme dans le cas des poteaux mixtes en profils partiellement enrobés de béton et poteaux mixtes en profils creux remplis de béton,. C'est ainsi que nous avons souhaité étudier la résistance au feu de ce type de poteaux en détail.

La caractérisation du comportement de ces derniers par la mise au point d'un logiciel de calcul constituera l'objet principal de notre travail.

1.19 Objectif de travail

D'une manière plus précise les objectifs de notre travail seront les suivants :

Dans le deuxième chapitre on tracera un aperçu sur le feu et son influence sur les constructions. Dans cette partie on verra les différents types et modélisation d'incendies, les

caractéristiques de l'acier et du béton aux températures élevées, ainsi que les mesures de protection pour ces deux matériaux.

Le troisième chapitre présente une revue de littérature incluant le comportement au feu et aux températures élevées des poteaux mixtes, comprenant les différentes approches d'analyse et modèles de calcul à l'incendie, ainsi qu'une présentation de la méthode analytique dite méthode de calcul simplifié proposée par l'EC4 pour les deux types de poteaux déjà retenus.

L'application de cette méthode nous a conduit à la nécessité de l'établissement de calcul automatique qui nous permettra l'étude et l'analyse de la résistance au feu de ce type de poteau.

Enfin, le quatrième et le cinquième chapitres se veulent le cœur de ce mémoire. Le quatrième chapitre a comme objectif l'élaboration d'un programme de calcul de la résistance au feu des poteaux mixtes en profils partiellement enrobés en utilisant un langage de programmation (FORTRAN 90). Dans le cinquième chapitre nous avons eu recours à un logiciel de calcul (POTFIRE) développé par le CTICM pour l'évaluation de la stabilité au feu des poteaux non protégés en profils creux remplis de béton sous conditions de feu normalisé de type ISO. Ces deux logiciels nous permettront le calcul rapide de $N_{fi,Rd}$ d'un nombre important de poteaux mixtes. Les résultats de ces calculs seront utilisés pour conduire une étude paramétrique afin de déterminer les paramètres les plus importants influençant le comportement et la résistance de ces derniers. En fin on établira 16 abaques de calcul de la résistance au feu des poteaux mixtes en profils carrés et circulaires, qui peuvent fournir aux utilisateurs un outil de calcul direct et rapide.

CHAPITRE 2

GENERALITES SUR LE FEU ET SON INFLUENCE SUR LES CONSTRUCTIONS

2.1 Introduction

Après la définition et la description des poteaux mixtes, ce chapitre traite des concepts généraux sur le feu et son influence sur les constructions.

Dans cette partie on verra également les différents types et modélisation d'incendies, les caractéristiques de l'acier et du béton aux températures élevées, ainsi que les mesures de protection pour ces deux matériaux.

2.2 Généralités

Le feu provoque chaque année le décès de millions de personnes dans le monde et des dégâts matériels considérables.

Le véritable risque lié à l'incendie est d'abord, pour les personnes, le dégagement de fumées toxiques. Celles-ci provoquent 98 % des décès, par asphyxie, dans les premiers instants de l'incendie. Dans un bâtiment à rez-de-chaussée, l'effondrement d'une structure pendant un incendie n'est quasiment jamais à l'origine des pertes humaines. En effet, l'effondrement suppose que la température dans le local en feu a atteint une valeur où aucune vie n'est plus possible depuis longtemps.

Il convient donc de se préoccuper du comportement de l'ouvrage pendant l'évacuation et celui de la phase suivante où le feu doit être éteint. De même, il importe de ne pas causer de dommages aux bâtiments tiers. Cette dimension doit être prise en compte dès l'origine : c'est avant tout une question de conception, où le matériau contribue largement à limiter la propagation des flammes [9].

2.3 Conception donnée à l'incendie

Le concepteur se trouve ainsi face à deux problématiques : la réduction de la charge calorifique – limitation de l'usage de produits inflammables et très combustibles à laquelle

contribue à limiter la chaleur et le volume des fumées ; la protection des éléments de construction, afin de garantir la stabilité de l'ouvrage malgré le feu.

Deux voies combinables se présentent :

- *la protection active*, qui consiste à mettre en place des dispositifs qui se déclenchent lorsque la température s'élève et contribuent soit à éteindre l'incendie, soit à alerter les personnes présentes, tels que systèmes d'arrosage automatique, diffusion de gaz spécifique, alarmes en tout genre, etc. ;
- *la protection passive*, par un revêtement approprié appliqué sur ou contre les structures à protéger tels que le béton, le plâtre, les peintures intumescentes, le mortier de perlite ou la vermiculite, etc. et des dispositions constructives (compartimentage, paroi coupe feu, etc.).

La combinaison de plusieurs de ces dispositions permet de réduire les risques et de satisfaire les trois exigences auxquelles doit répondre tout bâtiment en cas d'incendie : évacuation des occupants, intervention des secours et limitation de la propagation du feu [7].

2.4 Déclenchement d'un feu

Le feu est un phénomène physique qui se traduit par une équation à trois éléments : combustible + comburant (oxygène) + source de chaleur.

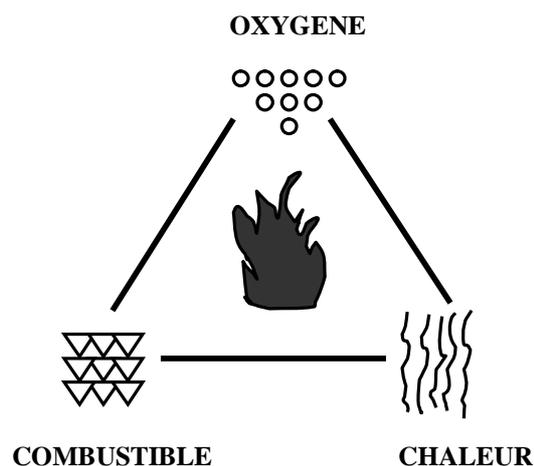


Figure 2.1 : Le triangle du feu [9].

La combustion est une réaction exothermique (qui dégage de la chaleur) entre l'oxygène de l'air et certaines substances solides, liquides ou gazeuses (combustibles).

C'est sous l'action d'une énergie d'activation, ou source de chaleur (flamme), échauffement, point chaud, que les deux premiers éléments entrent en combustion, lorsque la température d'inflammation est atteinte [9].

2.5 Modes de propagation du feu

Un incendie réel passe par quatre phases :

Première phase « Démarrage du feu »

La rapidité de démarrage d'un incendie sera fonction du combustible en cause, de sa forme, de la ventilation du lieu et du type de source d'allumage.

Durant la phase de feu couvant, la température est localisée au point d'ignition ; les premiers gaz et la fumée apparaissent.

Deuxième phase « Déclenchement de l'incendie »

Au cours de la deuxième phase, où le foyer est vif mais encore localisé, le rayonnement ou le contact des flammes atteint les matières proches, les gaz chauds se dégagent et emplissent le volume, annonçant la troisième phase.

Troisième phase « Embrassement généralisé »

Les gaz chauds accumulés portent les combustibles présents à leur température d'inflammation et l'ensemble du volume s'embrase brutalement (flash-over).

L'incendie atteint son point maximal. La présence de gaz inflammables peut également provoquer des déflagrations plus ou moins violentes.

Quatrième phase « Retombée du feu »

La violence du feu décroît avec la disparition progressive du combustible.

Selon le mode d'inflammation et la nature du combustible, le développement sera plus ou moins rapide.

La sévérité du feu et la durée de ces phases dépendent de plusieurs paramètres :

- quantité et répartition des matériaux combustibles (charge incendie) ;

- vitesse de combustion de ces matériaux ;
- conditions de ventilation (ouvertures) ;
- géométrie du compartiment ;
- propriétés thermiques des parois du compartiment.
- mesures actives de lutte contre l'incendie

2.6 Types et modélisation d'incendies

Incendie conventionnel (ou normalisé)

Le feu conventionnel est caractérisé par une température ambiante qui augmente de façon continue avec le temps, mais à un taux décroissant (figure 2.2).

La courbe ISO 834 (reconnue internationalement), dite d'incendie conventionnel est une courbe logarithmique utilisée pour les essais en laboratoire. La valeur de durée de résistance au feu n'indique donc pas la durée réelle pendant laquelle une composante résiste dans un incendie de bâtiment, mais elle constitue une comparaison indiquant la sévérité d'un incendie auquel la composante peut résister [10].

La courbe ISO 834 matérialise le rapport temps/température suivant :

5 min	576 °C
10 min	678 °C
30 min	842 °C
60 min	945 °C
90 min	1 006 °C
120 min	1 049 °C
240 min	1 153 °C

Avec

$$q_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (2.1)$$

q_g Température des gaz dans le compartiment en feu (en °C) ou température des gaz à proximité de l'élément.

Cette courbe présente l'avantage de ne mettre en jeu directement qu'un seul paramètre (le débit combustible) et facilite la reproductibilité et la comparaison des résultats d'essais [11].

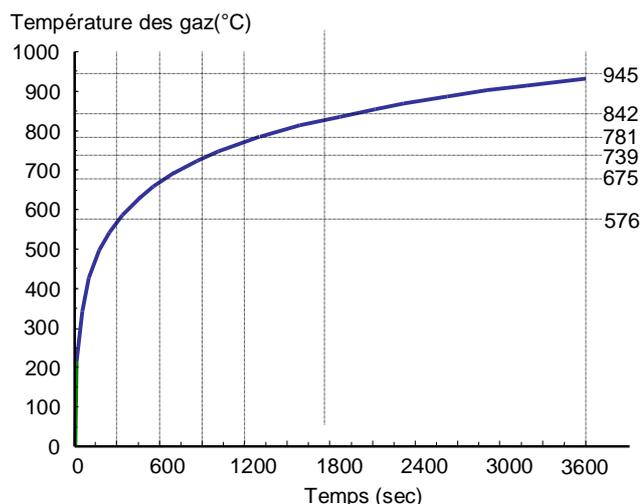


Figure 2.2 : Température ambiante pour l'incendie conventionnel ISO834 [11].

Incendie extérieur

Lorsque l'on examine la résistance au feu d'une structure extérieure, et lorsque les températures ambiantes sont donc probablement inférieures à tout moment donné (ce qui signifie que les températures des matériaux du bâtiment seront plus proches des températures d'incendie correspondantes), on peut utiliser une courbe d'"Incendie extérieur".

La courbe de feu extérieur est une courbe plafonnée à une élévation de la température égale à $20 + 660^{\circ}\text{C}$, c'est-à-dire à une température nettement inférieure à la courbe standard (voir figure 2.3). Elle s'applique à la face externe des murs extérieurs à fonction séparative, susceptibles d'être exposés au feu à partir de différentes parties de la façade, c'est-à-dire directement de l'intérieur du compartiment en feu concerné ou d'un compartiment se trouvant au-dessous ou à côté du mur concerné [10].

$$q_g = 20 + 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) \quad (2.2)$$

Incendie hydrocarbure

Pour les cas où un stockage d'hydrocarbures rend les incendies extrêmement sévères, une courbe "Incendie hydrocarbure" est également donnée. La courbe hydrocarbure augmente plus rapidement que la courbe standard. De plus, elle est plafonnée à $20 + 1080^{\circ}\text{C}$. Cette courbe est utilisée pour les feux de liquides de type hydrocarbures [10].

$$q_g = 20 + 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) \quad (2.3)$$

Incendie paramétrique

Un feu paramétrique est sensé reproduire les conditions plus réelles d'un incendie. L'allure de la courbe température/temps est ainsi déterminée à partir de modèles de feu et de paramètres physiques spécifiques définissant les conditions à l'intérieur d'un compartiment. Cela permet une modélisation assez simple des températures d'incendie dans les phases d'échauffement et de refroidissement de l'incendie post-embrassement généralisé (la phase de naissance initiale n'est pas concernée), et de la durée à l'issue de laquelle la température maximum est atteinte [10].

Ces trois courbes d'incendies "nominaux" sont illustrées à la figure 2.3.

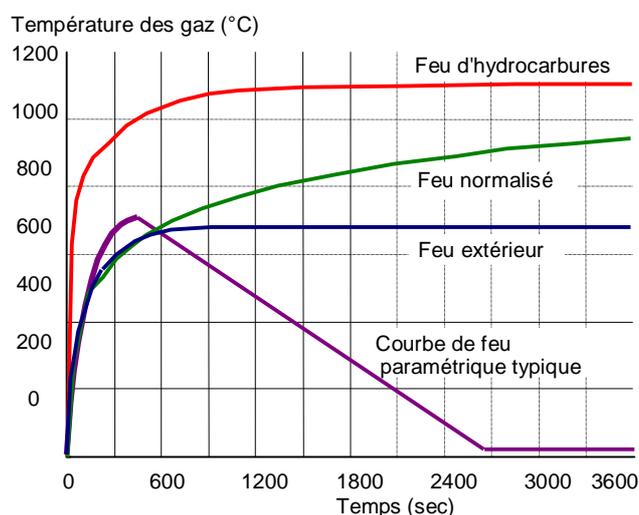


Figure 2.3 : Courbes d'incendies nominaux [11].

Incendie réel

Le développement d'un feu réel n'est jamais identique à celui de l'incendie conventionnel défini par la courbe ISO 834, où la température augmente indéfiniment dans le temps (voir figure 2.4).

En effet, lors d'un incendie réel, la température finit par décroître lorsque le combustible est consommé à environ 70 %. En outre, les mesures actives et l'intervention des services de secours réduiront les violences du feu tandis que les mesures passives en limiteront la propagation.

Un incendie (feu) réel dans un bâtiment se développe et décroît en fonction de l'équilibre de masse et d'énergie existant dans le compartiment où il se produit (figure 2.4). L'énergie produite dépend de la quantité et du type de combustible disponible et des conditions de ventilation [10].

Les caractéristiques d'un incendie réel sont montrées sur la figure 2.4.

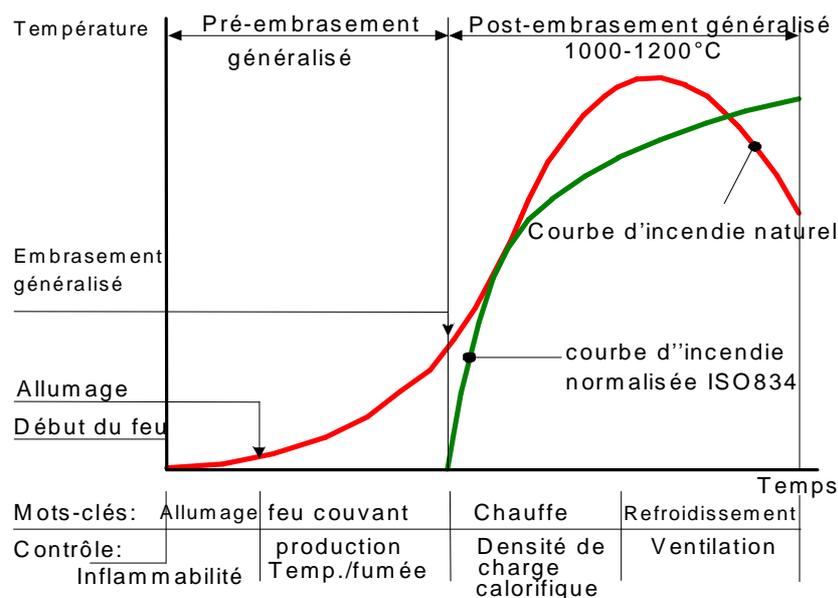


Figure 2.4 : Phases d'un incendie naturel, en comparant les températures ambiantes à la courbe d'incendie conventionnel ISO 834 [11].

2.7 Influence de la charge combustible et de la ventilation

Le développement d'un incendie est lié à deux paramètres principaux : l'importance de la charge combustible contenue dans le local en feu et la surface des ouvertures du local sur l'extérieur.

L'augmentation des surfaces d'ouverture permet une meilleure ventilation et se traduit donc par des pics de température moins élevés et par une phase de décroissance plus rapide.

Si l'alimentation en air est suffisante, ce qui entraîne un feu contrôlé par le combustible, ce sont l'importance et la disposition de la charge incendie (combustible) qui exercent une influence décisive sur la sévérité du feu [10].

2.8 Prévention et protection

Le risque d'incendie existera toujours puisqu'il est impossible de n'utiliser que des produits incombustibles dans les bâtiments. Aussi, le respect et la mise en place d'un ensemble de mesures de prévention adéquates et leur prise en compte dans la conception du bâtiment sont essentiels pour limiter et maîtriser le risque incendie [10].

Protection active

Les protections initiales sont dites « actives » lorsqu'elles mettent en œuvre des dispositifs dynamiques (détection, alarmes, désenfumage, sprinkleurs) ou font intervenir l'action humaine pour éteindre le début d'incendie (robinet d'incendie armé ou RIA). Elles ont pour objectif premier de permettre l'évacuation des personnes dans les meilleurs délais et de faciliter l'intervention rapide des secours.

Le feu doit être détecté au plus tôt pour être combattu efficacement. L'ensemble des protections actives doit être efficace dans les deux premières phases de développement du sinistre.

Quelques dispositifs de protection active [10]:

- les détecteurs, réagissant à la fumée, à la chaleur, ou aux flammes, déclenchent une alarme sonore et la mise en œuvre de certains équipements ;
- les consignes de sécurité et le balisage favorisent l'évacuation des occupants ;
- le système de désenfumage évacue les fumées toxiques, facilitant l'évacuation des occupants sans dommages et l'intervention des secours ;
- les moyens de lutte, extincteurs ou RIA, permettent l'attaque immédiate du feu ;
- les sprinkleurs, réseau d'extinction automatique, attaquent sans délai le feu naissant.

Protection passive

La protection passive regroupe les moyens mis en œuvre pour limiter les effets destructeurs du feu – résistance au feu, matériaux ou dispositifs coupe-feu et pare-flammes, emploi de matériaux avec différentes réactions ou résistances au feu.

La stabilité au feu d'un bâtiment, spécifiée dans la réglementation, ne représente pas la valeur réelle de tenue au feu de l'ouvrage, mais un temps de référence sous feu conventionnel. Elle s'exprime en heures et en fractions d'heures [10].

2.9 Comportement mécanique au feu

Lors d'un incendie, le comportement mécanique de la structure peut être considéré comme le dernier des différents événements successifs. Il constitue également un des plus importants impacts que puisse causer le feu aux structures de bâtiments.

Il faut noter que le comportement mécanique d'une structure en situation d'incendie est directement lié à la manière dont elle se comporte une fois soumise au feu. En général, la réaction de la structure au feu peut être résumée comme suit :

- montée en température induite par le transfert de chaleur provenant du feu, appelée également réponse thermique de la structure ;
- une fois la structure échauffée, elle se déforme en fonction d'un coefficient de dilatation thermique généralement positif ;
- en même temps, une montée importante en température conduira à l'adoucissement des matériaux et, par conséquent, à la perte à la fois de raideur et de résistance de la structure, créant ainsi une déformation additionnelle ;
- Lorsque la perte de raideur et de résistance devient telle que la structure n'est plus capable de supporter les charges appliquées, un effondrement d'une partie ou de l'ensemble de cette structure devient ainsi inévitable

Il n'est pas difficile de comprendre, de manière générale, le comportement d'une structure soumise au feu. Mais il est extrêmement important pour un ingénieur d'être en mesure de prédire de façon précise le comportement de la structure d'un bâtiment afin de connaître exactement son niveau de sécurité structurel. Dans l'ingénierie de la sécurité incendie actuelle, il existe deux approches majeures d'évaluation pour le comportement mécanique de la structure ou des éléments de la structure exposés au feu

- Les essais au feu sont et demeurent encore un moyen valable et parfois même incontournable pour obtenir la réponse mécanique des structures ou des éléments de structure. Quel que soit leur coût, ils restent toujours un moyen efficace pour étudier le comportement mécanique des structures exposées au feu.

- En parallèle, il est de plus en plus courant pour les ingénieurs de faire appel aux règles de calcul pour évaluer la performance mécanique des structures ou des éléments de structure soumis à l'incendie [12].

2.10 Principes généraux d'application du calcul au feu des structures mixtes

2.10.1 Aspects de base pour application des règles de calcul au feu vis-à-vis du comportement mécanique des structures mixtes

En ce qui concerne les structures mixtes, l'évaluation de leur comportement mécanique en situation d'incendie selon les règles de calcul des Eurocodes nécessite de bien maîtriser les connaissances suivantes :

- En premier lieu, la détermination des charges mécaniques appropriées que peut subir une structure mixte en situation d'incendie
- Deuxièmement, les propriétés des matériaux aux températures élevées, à savoir les relations contrainte-déformation, le module de rigidité, la résistance et la dilatation thermique en fonction de la température
- Troisièmement, les différentes possibilités d'analyse et leurs domaines d'application en relation avec non seulement les règles de calcul simplifiées, mais aussi avec les outils de calcul avancés
- Finalement, les points spécifiques, en particulier les dispositions constructives spéciales, la connexion des différents éléments de structure, etc, qui ne sont pas pris en compte directement par les règles de calcul au feu mais doivent être traités afin d'assurer un niveau suffisant de sécurité incendie [12]

2.10.2 Chargement mécanique – Combinaison selon les Eurocodes

En situation d'incendie, les charges appliquées aux structures peuvent être obtenues en appliquant la formule suivante :

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,j} + (\gamma_{1,1} \text{ ou } \gamma_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.4)$$

Où

$G_{k,j}$ Valeur caractéristique de l'action permanente

$Q_{k,1}$ Valeur caractéristique de l'action variable principale

$Q_{k,i}$ Valeur caractéristique de l'action d'accompagnement

$Y_{1,1}$ Coefficient de combinaison pour la valeur fréquente d'une action variable

$Y_{2,i}$ Coefficient de combinaison pour la valeur quasi-permanente d'une action variable

Le "facteur de réduction" peut être défini de l'une des façons suivantes:

$$h_{fi} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \quad (2.5)$$

(Chargement en exposition au feu proportionnellement à la résistance de calcul à température ambiante), qui convient lorsqu'on utilise une analyse de structure globale, ou

$$h_{fi} = \frac{E_{fi,d,t}}{E_d} \quad (2.6)$$

(Chargement en exposition au feu proportionnellement à la charge de calcul pondérée à température ambiante), qui est plus sécuritaire, et que l'on utilise dans le calcul simplifié d'éléments individuels, lorsque seule l'action variable principale est utilisée avec l'action permanente. Ceci peut être exprimé en fonction des charges caractéristiques et de leurs facteurs sous la forme:

$$h_{fi} = \frac{g_{GA} G_k + Y_{1,1} Q_{k,1}}{g_G G_k + g_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.7)$$

Les valeurs typiques des coefficients partiels de sécurité spécifiées dans l'Eurocode 1 sont les suivantes:

$g_{GA} = 1,0$ (Charges permanentes: situations de calcul accidentelles)

$Y_{1,1} = 0,5$ (Facteur de combinaison: charges variables, bâtiments administratifs)

$g_G = 1,35$ (Charges permanentes: calcul de résistance)

$g_{Q,1} = 1,5$ (Charges variables: calcul de résistance)

Le niveau de chargement obtenu à partir de la relation précédente est en général moins important que celui déterminé avec l'effet de calcul des actions pour le dimensionnement à température normale, donnant lieu par conséquent à un dimensionnement plus économique en situation d'incendie [10].

2.10.3 Principes fondamentaux du calcul de la résistance au feu

Le calcul de résistance au feu d'un élément consiste à établir qu'il satisfait les exigences des règlements de construction nationaux pendant la période de temps spécifiée lorsqu'il est soumis à la courbe d'incendie nominale appropriée. Ceci peut s'exprimer, au choix, de trois façons [10]:

- Il convient que la *durée de résistance au feu* soit supérieure à l'exigence formulée pour le type et l'utilisation du bâtiment lorsqu'il supporte une charge égale à la charge de calcul en étant soumis à une courbe de température d'incendie nominale:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ}$$

- Il convient que la *résistance aux charges* de l'élément soit supérieure à la charge de calcul lorsqu'il a subi un échauffement pendant la durée exigée en exposition au feu nominal:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$

- Il convient que la *température critique* d'un élément supportant la charge de calcul soit supérieure à la température de calcul associée à l'exposition au feu nominal exigée:

$$q_{cr,d} \geq q_d$$

2.10.4 Caractéristiques des matériaux de base pour les structures mixtes aux températures élevées

Les deux matériaux de base utilisés pour les structures mixtes sont respectivement l'acier de construction et le béton de masse volumique normale. Il est donc nécessaire d'avoir une bonne connaissance de leurs propriétés mécaniques aux températures élevées.

Acier

La plupart des matériaux de construction souffrent d'une perte progressive de résistance et de rigidité lorsque leur température augmente. Les EC3 et 4 montrent cette évolution pour l'acier à l'aide de courbes contrainte-déformation (figure 2.5) à des températures aussi basses que 300°C. Bien que la fusion ne se produise qu'aux environs de 1500°C, seul 23% de la résistance à température normale est encore présente à 700°C. A 800°C, ce rapport se réduit à 11% et à 900°C à 6%. Ces courbes sont basées sur de nombreuses séries d'essais [11].

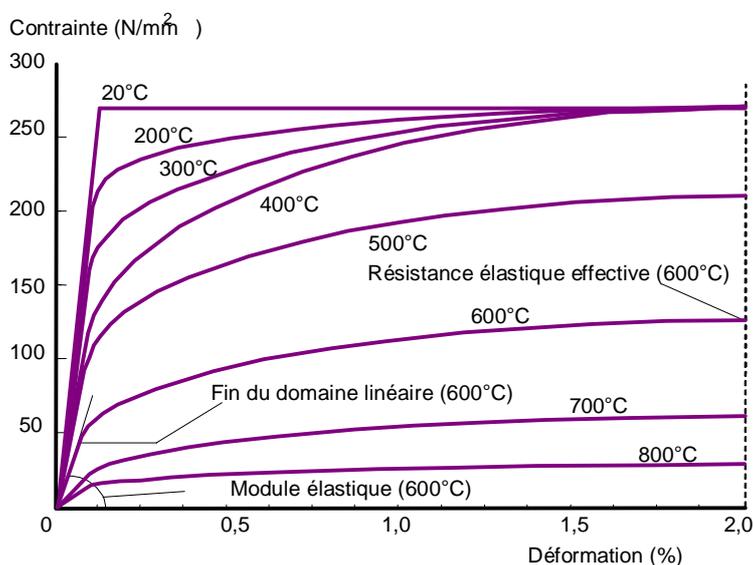


Figure 2.5 : Diminution des propriétés contrainte-déformation avec la température pour de l'acier S275 [11].

Les caractéristiques physiques des aciers sont également modifiées en fonction de la température. Parmi celles à considérer dans le calcul de la stabilité de structures, il peut être précisé que la valeur du coefficient de dilatation thermique des aciers courants de construction augmente avec la température. Ainsi, des dilatations importantes se produisent dans tout élément en acier lorsque la température s'élève. Ce phénomène devra être pris en compte. En effet, si un élément structural est assujéti contre tout déplacement axial, la dilatation due à la chaleur se traduira en contraintes thermiques qui viendront accroître le niveau de contraintes global à l'intérieur de l'élément, causant ainsi un effondrement plus rapide. Sans assujettissement axial, un élément d'acier se dilate et peut imposer des charges excentrées aux

éléments structuraux contigus en déplaçant l'une de leurs extrémités (par exemple, une poutre déplaçant un mur de maçonnerie porteur). Les règles de l'art de la protection incendie consistent soit à empêcher la dilatation thermique en limitant la température de l'acier, soit à tenir compte de ses effets sur la structure lors de la conception [10].

Comme susmentionné, les propriétés physiques des aciers dépendent de la température.

Toutefois, l'Eurocode traitant du calcul du comportement au feu des structures en acier (Eurocode 3, partie 1-2), indique que l'évaluation du comportement de structures en acier soumises à un incendie au moyen de modèles de calculs simplifiés permet de considérer les caractéristiques de l'acier suivantes comme étant indépendantes de la température :

§ Chaleur spécifique (grandeur caractéristique de la vitesse d'élévation de la température en fonction des échanges thermiques de la structure avec l'atmosphère) :

$$c_a = 600 \text{ J/kg/K,}$$

§ Conductivité thermique (grandeur caractéristique des gradients thermiques à l'intérieur d'une section) : $I_a = 45 \text{ W/m/K.}$

Béton

Le béton perd également ses propriétés de résistance lorsque la température augmente (figure 2.6), de nombreux paramètres contribuant cependant aux caractéristiques d'un élément en béton donné dans une structure.

Les courbes contrainte-déformation des bétons à différentes températures présentent une différence de forme significative par rapport à celles des aciers. Les courbes comportent toutes une résistance à la compression maximum, au lieu d'une limite élastique efficace, qui apparaît à des niveaux de déformations qui augmentent progressivement avec la température, suivie d'une branche descendante. La résistance à la traction pour tous les bétons est normalement considérée égale à zéro. Comme cela est permis par les Eurocodes, des lois constitutives de matériaux alternatives peuvent être utilisées à condition qu'elles soient démontrées expérimentalement [11].

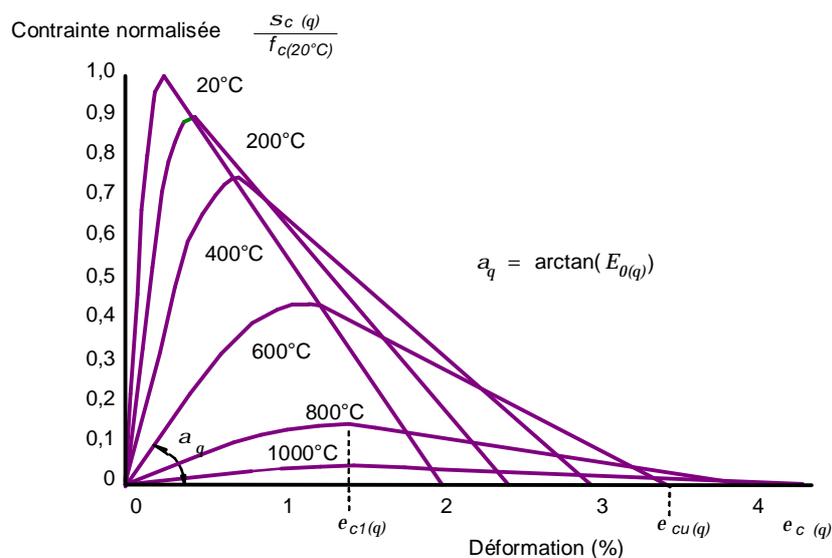


Figure 2.6 : Courbes contrainte-déformation en fonction de la température pour des bétons normaux [11].

A titre d'illustration, soumis à une température correspondant à celle d'un incendie, le béton atteint, au bout d'une heure d'exposition, 350 °C à 3 cm de profondeur et 100°C à 7 cm [10]. Ces températures sont bien en deçà de celles pour lesquelles les caractéristiques des matériaux sont affectées de façon sensible (environ 600 °C). De plus, à cette température, le béton dispose encore de 50 à 60 % de sa capacité de résistance.

Lorsque le béton est soumis à des températures en augmentation, différents phénomènes consécutifs à des transformations chimiques, physiques et minéralogiques se produisent.

Ces différents phénomènes, qui peuvent concerner aussi bien la pâte de ciment durcie que les granulats, sont les suivants :

- § Jusqu'à 100°C : simple dilatation (coefficient de dilatation du béton : 1.10^{-5}).
- § A partir de 100°C : l'eau s'évapore des pores.
- § De 150 à 180°C : l'eau d'hydratation de l'hydroxyde de calcium est libérée.

La pâte de ciment durcie se contracte, et les granulats se dilatent.

- § A partir de 400 à 500°C : l'hydroxyde de calcium se décompose selon la réaction :
 $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$.

La vapeur d'eau peut engendrer un phénomène d'écaillage local.

- § Vers 570 °C : changement de phase spontané du quartz.
- § Vers 700 °C : les phases d'hydrate de silicate de calcium se décomposent.

- § Aux environs de 800 °C : la neutralisation du calcaire (granulats) s'amorce selon la réaction : $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$.
- § De 1150 à 1200 °C : le béton commence à fondre (la pâte de ciment d'abord, les granulats ensuite).
- § Au-dessus de 1300 à 1400°C : le béton se présente sous forme de masse fondue.

La capacité de résistance au feu du béton est intéressante car elle permet aux structures de rester en place et d'assurer la stabilité des constructions. Les structures peuvent ainsi rester stables pendant une durée suffisante pour permettre l'intervention des secours et l'évacuation des occupants.

Au-delà de sa haute résistance, le béton est un matériau à très faible valeur calorifique (qui produit donc très peu de chaleur et alimente très faiblement le feu). De plus, le béton, qui ne transmet que faiblement les flux de chaleur, aura une température au centre bien plus faible que la température extérieure. Ainsi, alors que les différents phénomènes de transformations susmentionnés tendraient à indiquer que vers 500°C, les modifications dans le béton devraient entraîner un affaiblissement des qualités mécaniques du matériau, l'inertie du béton à la propagation du flux de chaleur dans sa masse permet à certaines constructions soumises à des températures supérieures à 1000 °C de résister [10].

2.11 Mesures de protection

La résistance au feu des structures peut être accrue en augmentant les dimensions des éléments structuraux (surdimensionnement de la structure), en entourant l'élément d'un isolant à faible inertie thermique ou en protégeant tout l'ensemble ou toute la structure d'une membrane isolante.

Le type de protection convenant le mieux à un ensemble donné dépend principalement du type de matériaux utilisés dans sa construction puisque chaque matériau se comporte différemment lorsqu'il est exposé à des températures élevées [10]

Béton

Les ensembles en béton armé et précontraint sont rarement protégés extérieurement car le béton est normalement constitué de matériaux inorganiques dont la conductivité et la capacité thermique sont faibles (i.e. le béton est un bon isolant).

Toutefois, le béton perdant graduellement sa résistance à la compression à mesure que les températures augmentent, il faut s'assurer que les éléments ont été calculés avec une résistance de réserve suffisante pour supporter les charges appliquées pendant toute la durée d'exposition au feu prévue.

Il est également important de s'assurer que l'armature d'acier noyée dans le béton est suffisamment isolée car l'acier subit une réduction considérable de sa résistance à la traction à des températures élevées. Le béton étant un assez bon isolant, il ne faut pas un recouvrement très épais pour maintenir la température de l'armature au dessous des seuils critiques.

Acier

L'acier, comme le béton, a l'avantage d'être incombustible. Cependant, cette seule caractéristique n'a que peu de signification lorsqu'il s'agit d'empêcher l'effondrement.

Pour améliorer le comportement au feu de structure en acier, la mise en place d'isolants de surface est envisageable. Couramment, des isolants du type fibres minérales, mortiers à base de vermiculite, enduits au plâtre sont projetés sur les éléments de structure à protéger (profils d'ossature et sous-face de planchers). D'autres isolants se présentent sous forme d'éléments préfabriqués, assemblés en caisson autour des éléments à protéger : il s'agit principalement de plaques ou de coquilles à base de plâtre, de vermiculite, de laine de verre, ... La mise en place de ces protections doit intégrer le risque de déplacement par la pression produite par un incendie.

De façon identique aux éléments en bois, la protection peut être faite en utilisant des peintures (épaisseur de l'ordre du millimètre) ou des enduits intumescents (épaisseur de plusieurs millimètres). Ces enduits gonflent sous l'action de la chaleur (entre 180 et 300 °C) et forment une couche isolante autour de l'élément à protéger.

De plus, la protection au feu de poteaux en profils creux peut être réalisée en remplissant ces derniers de béton, qu'il participe ou non à la résistance du poteau à température ordinaire. De même, le refroidissement par l'eau sous forme d'irrigation intérieure peut être envisagé, ce dispositif nécessitant une mise en charge du système permanent ou seulement au moment de l'incendie, avec circulation par gravité ou mécanique, et un entretien de l'installation.

2.12 CONCLUSION

L'avènement de constructions mixtes avec des bâtiments plus élevés a engendré le besoin de s'assurer que ces structures ne s'effondreraient pas prématurément, voire même pas du tout, par suite d'un incendie. Un effondrement est considéré prématuré s'il survient avant que les objectifs de sécurité des personnes et de protection des propriétés n'aient été atteints. Pour ce qui est de la sécurité des personnes, le concepteur doit s'assurer que l'effondrement des principaux éléments structuraux ne surviendra pas avant que les occupants n'aient eu un temps raisonnable pour se rendre en lieu sûr.

La capacité d'un élément structural de résister à l'effondrement (sa résistance au feu) dépend principalement du comportement de ses composants à des températures élevées. Les matériaux organiques brûlent alors que les matériaux inorganiques perdent graduellement leur résistance ou s'allongent jusqu'à ce que l'élément ne parvienne plus à soutenir les charges imposées.

Pour cela des travaux de recherches ont été entamés dans le but d'analyser le comportement et la résistance pendant et après l'incendie des poteaux mixtes acier-béton qui sont un élément structurel principal. L'essentiel de ces études est présenté dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 3

COMPORTEMENT DES POTEAUX MIXTES EN SITUATION D'INCENDIE

3.1 Introduction

Les poteaux mixtes, soient en tubes d'acier rempli de béton ou avec profilé métallique enrobé de béton, ont gagné une grande popularité surtout dans les bâtiments multi-étagés. De telles formes structurales réunissent les avantages du béton et de l'acier qui améliore de manière significative la capacité portante de charge des poteaux aux températures ambiantes et élevées, et fournit une importante résistance au feu sans protection à l'incendie.

Jusque récemment, l'élimination de la protection au feu à ce type de construction a été principalement une considération économique; cependant, c'est devenu maintenant une question de sécurité importante après la ruine du centre commercial mondial "World Trade Center" le 11 septembre 2001 à New York.

En raison de leur grande utilisation dans les bâtiments, la performance au feu des poteaux mixtes a été intensivement étudiée, mais il reste un certain nombre d'issues non définies dans ce secteur.

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique des travaux de recherche qui ont étudié le comportement au feu des poteaux mixtes expérimentalement et numériquement.

Il y a quelques points communs dans ces travaux de recherche :

- La plupart des études sont faites sur les profils creux remplis de béton de sections rectangulaires (RHS) ou circulaires (CHS). En revanche, très peu de rapports ou d'articles traitent la section d'acier enrobée de béton.
- Tous les poteaux sont soumis au feu conventionnel ISO834, qui est stipulé par des codes de calcul.
- Les conditions d'appuis pour tous les spécimens sont simplifiées en tant qu'articulation ou encastrement parfait.

3.2 Approches d'analyse pour le comportement mécanique des structures en situation d'incendie

Concernant le calcul du comportement mécanique des structures exposées au feu, il peut être réalisé par les trois approches suivantes (voir figure 3.1) :

- Analyse par élément, dans laquelle chacun des éléments de la structure sera vérifié en les considérant totalement séparés des autres éléments et la liaison avec d'autres éléments sera remplacée par les conditions aux limites appropriées
- Analyse de parties de la structure, dans laquelle une partie de la structure sera directement prise en compte en utilisant des conditions aux limites appropriées pour représenter sa liaison avec le reste de la structure
- Analyse globale de structure, dans laquelle la structure totale sera utilisée dans le calcul.

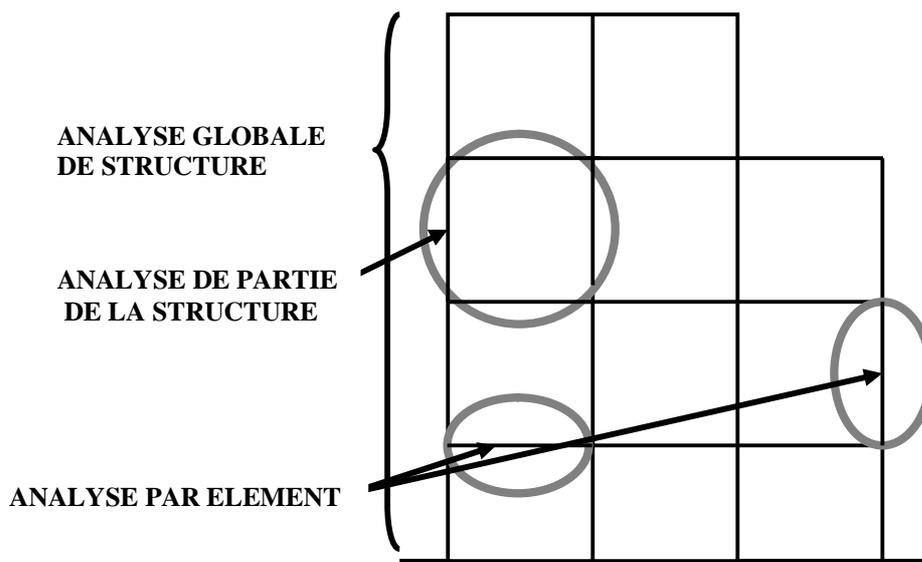


Figure 3.1 : Différentes approches d'analyse pour le comportement mécanique des structures en situation d'incendie [12].

Par rapport à ces procédures d'analyse relatives au comportement mécanique des structures en situation d'incendie, les remarques suivantes peuvent être faites

- L'analyse par élément s'applique aux éléments de structure isolés (élément par élément), donc facile à utiliser, en particulier avec les méthodes de calcul simplifiées

et par conséquent largement utilisée sous condition d'incendie normalisé (par exemple: feu ISO-834)

- L'analyse de parties de la structure ou l'analyse de structure globale considèrent au moins plusieurs éléments de la structure, si bien que l'effet d'interaction entre eux ainsi que la redistribution de charge des parties échauffées (parties affaiblies à l'intérieur du compartiment du feu) aux parties froides (parties plus résistantes en dehors du compartiment du feu) peuvent être pris en compte directement et de manière exacte. Par conséquent, l'analyse de la structure globale permet ainsi d'obtenir une situation plus réaliste du comportement au feu de la structure.

3.3 Méthodes de calcul pour les éléments mixtes acier-béton en situation d'incendie

Selon les Eurocodes, trois types de méthodes de calcul peuvent être utilisés pour évaluer le comportement mécanique des structures en situation d'incendie en relation avec les différentes approches d'analyse expliquées ci-dessus. On repère notamment :

- Méthodes de calcul simplifiées basées sur les valeurs tabulées prédéfinies ; cette méthode n'est applicable qu'aux structures mixtes acier-béton.
- Modèles de calcul simplifiés ; ce type de méthode de calcul peut être scindé en deux différentes familles, la première est la fameuse méthode de température critique largement appliquée aux éléments de structure en acier et la deuxième correspond à toutes les méthodes de calcul simplifiées établies pour l'analyse par élément à la fois des structures en acier et des structures mixtes acier-béton.
- Modèles de calcul avancés ; cet outil d'analyse peut être appliqué en principe sur tout type de structure et il est en général basé soit sur la méthode des éléments finis, soit sur la méthode des différences finies. Dans l'ingénierie de la sécurité incendie moderne, il devient le moyen de calcul de plus en plus utilisé grâce aux nombreux avantages qu'il offre.

Le tableau donné sur au tableau 3.1 illustre clairement les différentes possibilités d'application des trois méthodes de calcul sous condition de feu nominal (normalisé) [12].

Tableau 3.1 : Domaine d'application des différentes méthodes de calcul en situation de feu nominal (normalisé) [12].

Type d'analyse	Valeur tabulée	Modèles de calcul simplifiés	Modèles de calcul avancés
Analyse par élément	Oui <u>Feu normalisé ISO-834</u>	Oui	Oui
Analyse de parties de la structure	Non applicable	Oui (si disponible)	Oui
Analyse globale de la structure	Non applicable	Non applicable	Oui

Sous condition de feu naturel, l'application des méthodes de calcul simplifiées est largement limitée par le fait que la condition d'échauffement des éléments est totalement différente de celles sous condition de feu normalisé. C'est la raison pour laquelle le tableau 3.2 donné montre une majorité négative des situations d'application pour les méthodes de calcul simplifiées [12].

Tableau 3.2 : Domaine d'application des différentes méthodes de calcul sous condition de feu naturel [12].

Type d'analyse	Valeur tabulée	Modèles de calcul simplifiés	Modèles de calcul avancés
Analyse par élément	Non applicable	Oui (si disponible)	Oui
Analyse de parties de la structure	Non applicable	Non applicable	Oui
Analyse globale de la structure	Non applicable	Non applicable	Oui

3.4 Description principale des modèles de calcul pour l'analyse par élément des structures mixtes acier-béton

3.4.1 Valeurs tabulées

Commençons tout d'abord par l'une des méthodes de calcul les plus pratiquées pour l'analyse par éléments des structures en acier et mixtes, à savoir les valeurs tabulées.

Ce type de modèle de calcul est applicable aux éléments de structure suivants :

- Poutres mixtes acier-béton en profilé métallique partiellement ou entièrement enrobé de béton
- Poteaux mixtes acier-béton en profil creux rempli de béton (circulaire ou rectangulaire)

Quel est le contenu d'une méthode de calcul par valeur tabulée pour l'analyse par élément mixte acier-béton ? En fait, celle-ci utilise des valeurs prédéfinies basées principalement sur les résultats des essais sous feu normalisé, complétées et améliorées par la suite avec des études analytiques. Toutes ces valeurs mettent en relation le degré de résistance au feu normalisé, le niveau de chargement, les dimensions minimales de la section de l'élément, l'aire des armatures nécessaires et leur enrobage en béton dans un ou plusieurs tableaux afin d'obtenir rapidement la dimension de l'élément à utiliser pour la durée de résistance au feu requise.

L'avantage le plus important de cette méthode est la simplicité de son application. Par ailleurs, elle doit conduire à des résultats du côté de la sécurité en comparaison avec d'autres modèles de calcul simplifiés ou modèles de calcul avancés. Par conséquent, les utilisateurs, peuvent l'appliquer lors du pré-dimensionnement d'un bâtiment afin d'obtenir la taille minimale de la section des éléments de structure en situation d'incendie.

L'application de la méthode de calcul par valeur tabulée peut être réalisée dans deux situations différentes (voir figure 3.2), l'une en cas de vérification où les dimensions des éléments de structure sont déjà connues et l'autre en cas de pré-dimensionnement où, en revanche, les actions mécaniques de calcul sont déjà définies.

En cas de vérification, les dimensions de la section de l'élément ainsi que sa capacité portante vis à vis de la charge R_d sont déjà connues. Par contre, on peut calculer l'effet des actions mécaniques en situation d'incendie $E_{fi,d}$ afin d'en déduire le niveau de chargement

$h_{fi,t} = E_{fi,d} / R_d$. A partir de la valeur du niveau de chargement, des dimensions de la section de l'élément et des conditions sur les dispositions constructives, les valeurs tabulées permettent d'obtenir le degré de résistance au feu de l'élément à vérifier par rapport à celui imposé par la réglementation.

En cas de pré-dimensionnement, les dimensions de la section de l'élément ne sont pas encore définies. En revanche, on connaît les effets des actions E_d et $E_{fi,d}$ à partir des combinaisons de charges pour le dimensionnement à température normale et en situation d'incendie. Dans ce cas, on peut choisir de manière sécuritaire que le niveau de chargement s'exprime comme $h_{fi,t} = E_{fi,d} / E_d$. A partir de cette valeur du niveau de chargement et du degré de résistance au feu normalisé, les dimensions minimales de la section ainsi que les dispositions constructives correspondantes de l'élément peuvent être définies. Enfin la section ainsi définie doit être vérifiée pour la condition d'utilisation à température normale, à savoir $R_d \geq E_d$.

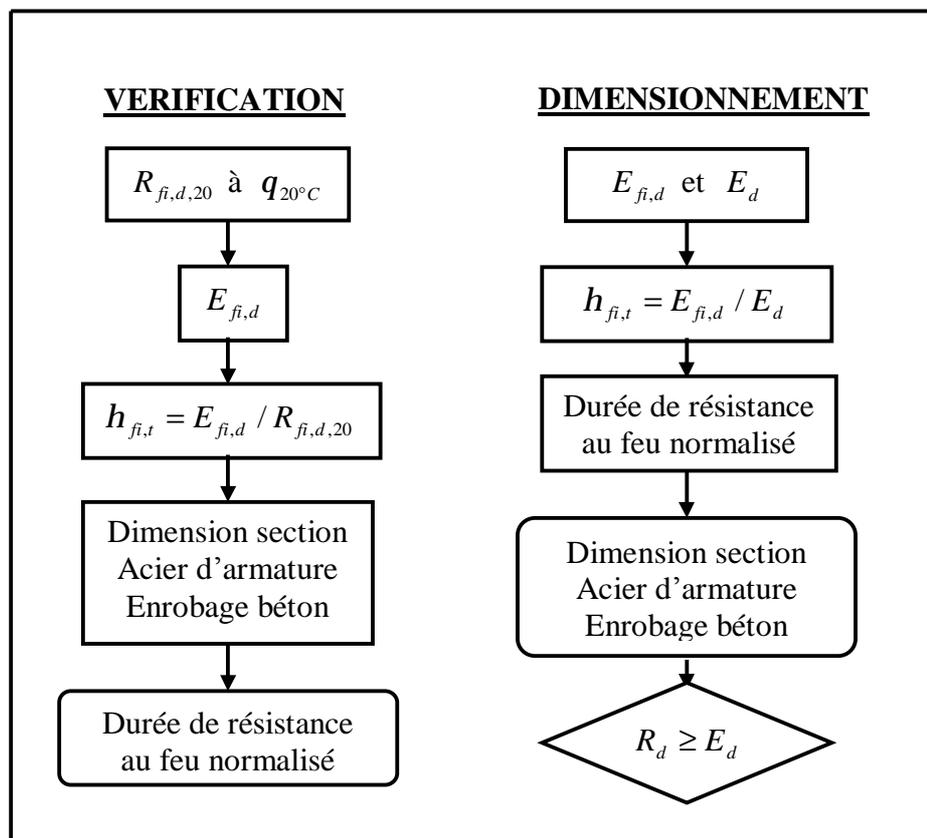


Figure 3.2 : Deux possibilités d'application des méthodes de calcul simplifiées par valeur tabulée [12].

R_d	Charge portante de calcul à température normale
E_d	Valeur de calcul de l'effet des actions à température normale
$E_{fi,d}$	Valeur de calcul de l'effet des actions en situation d'incendie et supposée indépendante du temps

3.4.2 Modèles de calcul simplifiés

En comparaison avec les méthodes de calcul simplifiées par valeur tabulée, les méthodes de calcul simplifiées peuvent être appliquées à la fois aux éléments en acier et aux éléments mixtes acier-béton ; elles couvrent donc un domaine d'application beaucoup plus large que les méthodes par valeur tabulée.

Ce type de modèle de calcul est applicable aux éléments de structure suivants :

- Presque tous types d'éléments en acier, comme les éléments tendus, les poutres, les poteaux, etc., avec ou sans protection passive contre l'incendie
- Poutres mixtes acier-béton avec ou sans enrobage de béton du profilé métallique

Les modèles de calcul simplifiés peuvent être scindés en trois familles :

- éléments soumis soit à la force axiale, soit au moment de flexion ne présentant aucun problème d'instabilité ; dans ce cas, le modèle de calcul simplifié est basé sur la théorie de plasticité de section aux températures élevées
- éléments sous force de compression axiale simple impliquant le phénomène d'instabilité, comme poteaux élancés chargés axialement ; dans ce cas, le modèle de calcul simplifié est généralement basé sur l'approche par courbe de flambement mais adaptée pour la situation d'incendie
- éléments soumis aux effets combinés en moment de flexion et effort axial, comme les poteaux élancés chargés avec importante excentricité, poutres avec déversement latéral, etc. ; pour ce type d'élément, le modèle de calcul simplifié prend en compte l'effet combiné des différentes sollicitations en assemblant les deux modèles de calcul ci-dessus pour la condition simple de chargement.

3.4.2.1 Règles de calcul simplifiées pour le transfert thermique des poteaux mixtes avec profilé partiellement enrobé de béton

Afin de prendre en compte le transfert thermique des poteaux mixtes avec profilé partiellement enrobé de béton, la section des poteaux est divisée en quatre parties :

- les semelles du profilé métallique
- l'âme du profilé métallique
- le béton enrobant le profilé métallique
- les barres d'armature.

Chacune de ces parties est évaluée sur la base d'une résistance et d'une rigidité réduites (en fonction de la température moyenne). Pour le béton et l'âme de la section en acier, une section réduite a été également prise en compte.

Les règles de calcul simplifiées ne s'appliquent que pour les conditions de feu normalisé et exposés sur quatre faces.

La température moyenne et la réduction de la section dépendent de la durée d'exposition au feu normalisé (c'est-à-dire 30, 60, 90 et 120 minutes) et de la géométrie de la section dont la dernière est représentée par le facteur de massiveté, qui prend (dans ce cas) la forme suivante

$$A_m/V = \frac{2(b+h)}{b.h} \quad (3.1)$$

3.4.2.2 Le modèle du transfert thermique utilisé pour la détermination de la résistance au feu des poteaux mixtes en tube creux rempli de béton

Le modèle de calcul simplifiée pour les poteaux mixtes en tube creux rempli de béton est en ce qui concerne le transfert thermique basé sur le modèle de calcul avancé, bien que le modèle du comportement mécanique soit sous forme de modèle simplifié. Le transfert thermique est de plus basé sur les conditions de feu normalisé de type ISO en combinaison avec les conditions du transfert thermique. Les paramètres principaux sont :

- la durée d'exposition au feu normalisé (ISO)
- les dimensions de la section du poteau mixte.

Ce type d'approche signifie qu'aucune règle de calcul analytique simple n'existe pour déterminer la résistance au feu des poteaux mixtes en tube creux rempli de béton. Ainsi, un nombre important d'abaques pourrait être nécessaire afin de fournir aux utilisateurs un outil de calcul direct et rapide.

C'est la raison pour laquelle un code de calcul convivial a été développé pour la détermination de la résistance au feu des poteaux mixtes en tube creux rempli de béton sous conditions de feu normalisé de type ISO : POTFIRE . Ce code est entièrement conforme aux hypothèses de l'EC4-1.2. Ce code est largement vérifié par rapport aux résultats des essais au feu normalisé [13].

3.4.3 Modèles de calcul avancés

En ce qui concerne les modèles de calcul avancés, ils peuvent, en principe, être appliqués pour analyser un élément quelconque de structure dans la vérification au feu. Toutefois, les aspects suivants doivent être pris en compte :

- Les modèles de calcul avancés pour le comportement mécanique devraient être fondés sur les principes reconnus et les hypothèses de la théorie de la mécanique des structures, prenant en compte les effets de la température
- Tous les modes de ruine qui ne sont pas couverts par le modèle de calcul avancé (y compris le voilement local, une insuffisance de capacité de rotation, la ruine par cisaillement) doivent être écartés par des moyens appropriés, par exemple des dispositions constructives
- Les modèles de calcul avancés peuvent être utilisés avec toute courbe d'échauffement à condition que les propriétés des matériaux soient connues dans les domaines de température concernés
- Les effets des contraintes et des déformations induites à la fois par l'accroissement de température et par des différences de température, doivent être pris en compte
- Le modèle de réponse mécanique doit également prendre en compte :
 - Ø les effets combinés des actions mécaniques, des imperfections géométriques et des actions thermiques
 - Ø les variations des propriétés mécaniques des matériaux avec la température
 - Ø les effets de non-linéarité géométrique

∅ les effets des propriétés non linéaires des matériaux, comprenant les effets de déchargement sur la rigidité de la structure

Après avoir évalué le comportement au feu d'une structure ou d'un élément structurel, si celui-ci n'est pas satisfaisant, il est nécessaire de recourir :

- soit à un surdimensionnement de l'élément de manière à diminuer son taux de chargement mécanique et diminuer sensiblement son échauffement ;
- soit à une protection thermique de manière à réduire notablement l'échauffement de l'élément.

Concernant ce dernier aspect, il peut être noté que les Eurocodes contiennent des abaques issus d'essais normalisés réalisés par un laboratoire agréé en résistance au feu, conformément à une méthode officielle française, qui permettent de déterminer les épaisseurs de protections à appliquer.

3.5 Calcul de la température

Dans le cas des profils partiellement enrobés les formules de l'EC4 donnent les températures de l'acier des semelles et du béton l'enrobant, autrement dit les températures au niveau des éléments directement exposés au feu.

La température moyenne des semelles peut être déterminée par :

$$q_{f,t} = q_{0,t} + K_t (A_m/V) \quad (3.2)$$

t Durée d'exposition au feu, en minutes ;

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 ;

$q_{0,t}$ Température, en °C, donnée par le tableau 3.3 ;

K_t Coefficient empirique donné par le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : $q_{0,t}$ et K_t en fonction de la résistance à l'incendie normalisé R [11].

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

La température moyenne dans le béton $q_{c,t}$ est donnée au tableau 3.4, en fonction du facteur de massiveté A_m/V de toute la section mixte et pour les degrés de résistance à l'incendie normalisé.

Tableau 3.4 : A_m/V et $q_{c,t}$ en fonction de la résistance à l'incendie normalisé R [11].

R30		R60		R90		R120	
A_m/V [m^{-1}]	$q_{c,t}$ [°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

Dans le cas des profils creux remplis de béton les hypothèses gouvernant le calcul des températures sont les suivantes:

- La température des parois métalliques est uniforme,
- Il n'y a pas de résistance thermique entre les parois métalliques et le béton,
- La température des armatures est égale à la température du béton les entourant,
- Il n'y a pas de gradient thermique le long du poteau.

Le flux net de chaleur transmis au béton est donné par:

$$\dot{h}_{net,d} = r_a c_a e \left[\frac{\mathcal{I}q_a}{\mathcal{I}t} \right] \quad (3.3)$$

et le transfert de chaleur au cœur du béton est calculé suivant:

$$c_{c,q} r_c \frac{\mathcal{I}q_c}{\mathcal{I}t} = \frac{\mathcal{I}}{\mathcal{I}y} \left(l_{c,q} \frac{\mathcal{I}q_c}{\mathcal{I}y} \right) + \frac{\mathcal{I}}{\mathcal{I}z} \left(l_{c,q} \frac{\mathcal{I}q_c}{\mathcal{I}z} \right) \quad (3.4)$$

q_a, q_c	Températures de l'acier et du béton respectivement
r_a, r_c	Masses volumiques de l'acier et du béton respectivement
c_a, c_c	Chaleurs spécifiques de l'acier et du béton respectivement
e	Epaisseur du profil creux
$l_{c,q}$	Conductivité thermique du béton à température q

Le calcul de la distribution des températures peut être fait à l'aide de méthodes de différences finies ou de méthodes aux éléments finis. Lorsque la méthode des différences finies est utilisée, la dimension d'une unité du maillage "m" pour des sections carrées, ou la distance entre mailles circulaires adjacentes "n" pour les sections circulaires ne doit pas être plus élevée que 20 mm. Le nombre de nœuds n_1 suivant la largeur b de la section carrée ou n_2 suivant le diamètre d de la section circulaire est défini suivant:

$$\text{Pour des sections carrées} \quad n_1 = \frac{b}{m\sqrt{2}} \quad (3.5)$$

$$\text{Pour des sections circulaires} \quad n_2 = \frac{d}{n} \quad (3.6)$$

Dans l'étude de Huang et Tan [14] qui ont testé quatre profils en I enrobés de béton ayant les mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques, soumis à des charges axiales concentriques sous conditions de feu standard ISO834, un programme numérique SAFIR (ver 2001) a été utilisé à fin de représenter le transfert de chaleur.

Les résultats ont indiqué que la température du béton croît lentement comparativement à celle du gaz, et que vers la fin de l'échauffement ($t = 420\text{min}$) le béton a atteint une température de 470°C ou il a maintenu la majorité de sa résistance, et l'acier a atteint 450°C .

Dans cette étude [14] les prévisions numériques ont surestimé le profil de la température, car le logiciel ne peut pas simuler le mouvement de l'eau libre du béton vers la zone interne ; alors qu'en réalité ce transfert de la masse d'humidité a créé un contenu d'air dans le béton, et a réduit la conductivité thermique à travers la section du poteau. Pour tel ce mouvement réduit significativement la température dans la zone interne de la section.

Yin et Zha [15] ont également effectué une étude numérique sur le comportement des tubes d'acier remplis de béton (CFST) de sections carrées et circulaires, chargés axialement sous conditions de feu standard. Ils ont effectué un modèle d'analyse non linéaire basé sur les courbes σ - ε aux températures élevées.

Les résultats ont indiqué que pendant le même temps d'exposition au feu, les températures des surfaces extérieures sont très semblables dans les deux différents types de section, sauf pour la température dans la partie interne qui est légèrement plus grande dans la section carrée que dans la section circulaire quand la durée de feu dépasse une heure.

A propos de la température critique, Han et Yang [16] dans leur étude expérimentale des profils creux de sections carrée SHS et rectangulaire RHS remplies de béton, ont remarqué que la température critique (T_{cr}) à laquelle l'élément s'effondre sous feu et condition de charge, a varié de 500°C à 786°C, et ils ont trouvé qu'elle est très proche de celle spécifiée dans la règle BS5950 (British standard).

Kodur [17] a effectué aussi une étude expérimentale sur le comportement des profils circulaires non protégé au feu et axialement chargés, et dont la section vide est remplie de béton de résistance normal BRN, béton haute résistance BHR, ou béton haute résistance renforcé de fibre BFHR. Les températures à l'intérieur du poteau rempli de béton de résistance normal s'élèvent rapidement d'environ 150°C, et puis le taux d'augmentation de la température diminue. Ce comportement de la température est dû à la migration de l'humidité vers le centre du poteau (Chabot et Lie 1992) [17].

Kodur a remarqué que la température critique est d'environ 300-350°C pour le BRN, et autour de 200°C pour le BHR, alors que pour le BFHR la température critique est au sujet de 600°C. Cependant, les études faites sur le béton de résistance normale renforcé de fibre d'acier BFRN ont prouvé que la température critique est d'environ 400°C (Lie et Kodur 1996) [17]. Cette variation dans la température centrale peut être attribuée aux différences dans les propriétés mécaniques du BRN, BHR, et des propriétés mécaniques supérieures du BFHR.

3.6 Calcul de la résistance au flambement à l'incendie

3.6.1 Longueur de flambement

Les règles simples données dans la Partie 1.2 de l'EC4 [11] sont seulement applicables aux structures contreventées. En considérant que le feu est limité à un seul étage et que les poteaux touchés par l'incendie sont continus avec les poteaux supérieur et inférieur, on peut considérer que leurs extrémités sont restreintes et que la longueur de flambement lors de l'incendie peut être calculée en considérant des extrémités fixes. Cela signifie que pour les étages intermédiaires du bâtiment, la longueur de flambement est $l_{fi,cr} = 0.5L$ et $l_{fi,cr} = 0.7L$ pour le dernier (et le premier si les assemblages sont articulés en base) (Figure 3.3).

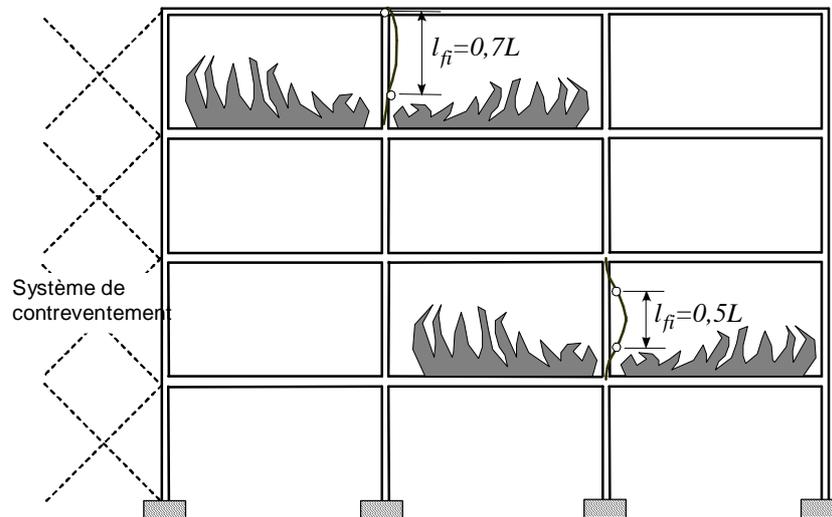


Figure 3.3 : Longueur de flambement lors d'un incendie [11].

Quand il n'y a pas de voilement local du tube en acier, les recommandations de l'EC4-1.2 vis-à-vis de la longueur de flambement du poteau peuvent être utilisées. Cependant quand le voilement local se produit, ces recommandations peuvent ne pas être sécuritaires en quelques cas [18].

3.6.2 Résistance au flambement

Pour le calcul de la résistance au flambement à l'incendie des poteaux mixtes, les modèles de calcul simples donnés dans la Partie 1.2 de l'EC4 décrivent les méthodes d'analyse de deux types de section

- Les sections métalliques partiellement enrobées,
- Les tubes circulaires ou carrés remplis de béton.

3.6.2.1 Sections métalliques partiellement enrobées

La procédure du calcul à l'incendie des poteaux mixtes partiellement enrobés dans des structures contreventées peut être résumée comme suit

Résistance plastique à la compression axiale :

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

$$= \sum_j (A_{a,q} \cdot f_{a,max,q}) / g_{M,fi,a} + \sum_m (A_{c,q} \cdot f_{c,q}) / g_{M,fi,c} + \sum_k (A_{s,q} \cdot f_{s,max,q}) / g_{M,fi,s} \quad (3.7)$$

Rigidité flexionnelle effective :

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

$$= \sum_j (j_{a,q} \bar{E}_{a,q} I_{a,q}) + \sum_k (j_{s,q} \bar{E}_{s,q} I_{s,q}) + \sum_m (j_{c,q} \bar{E}_{c,q} I_{c,q}) \quad (3.8)$$

Calcul de la longueur de flambement :

$$l_q = 0,5l \quad \text{ou} \quad l_q = 0,7l$$

Charge critique de flambement :

$$N_{fi,cr,z} = \frac{P^2 (EI)_{fi,eff,z}}{l_q^2} \quad (3.9)$$

Élancement non-dimensionnel :

$$\bar{I}_q = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr,z}}} \quad (3.10)$$

Résistance au flambement:

c_z pour la courbe 'c'

$$N_{fi,Rd,z} = c_z \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (3.11)$$

Où

c Facteur de réduction au flambement suivant l'axe z calculé à partir des règles de la Partie 1.1 de l'EC3 en utilisant la courbe de flambement (c) pour l'élancement non-dimensionnel $\bar{I}_{z,q}$,

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

$A_{i,q}$ Surface de chaque élément de la section transversale.

$I_{i,q}$ Moment d'inertie de flexion de la partie i de la section partiellement réduite par rapport à l'axe faible ou à l'axe fort ;

$j_{i,q}$ Coefficient de réduction dépendant de l'effet des contraintes thermiques,

L_q Longueur de flambement du poteau en situation d'incendie.

$N_{fi,pl,R}$ Valeur de $N_{fi,pl,Rd}$ lorsque les facteurs $g_{M,fi,a}$, $g_{M,fi,s}$ et $g_{M,fi,c}$ sont pris égaux à 1,0.

Dans le cas d'un chargement non centré, le point d'application doit rester à l'intérieur de la section mixte du poteau. La charge de flambement pour une excentricité d est calculée suivant:

$$N_{fi,Rd,d} = N_{fi,Rd} \frac{N_{Rd,d}}{N_{Rd}} \quad (3.12)$$

Où

N_{Rd} et $N_{Rd,d}$ sont les résistances au flambement axial et pour un chargement excentré à température ambiante et qui sont calculés suivant la Partie 1.1 de l'EC4 [1].

3.6.2.2 Sections tubulaires remplies de béton

La résistance au flambement lors de l'incendie est calculée de la même façon que pour les sections enrobées :

$$N_{fi,Rd} = c N_{fi,pl,Rd} \quad (3.13)$$

Les principes de calcul de l'élançement non-dimensionnel et du coefficient de flambement sont identiques à ceux expliqués précédemment. Cependant, le calcul de la résistance plastique à la compression axiale et de la charge critique de flambement sont différents.

La résistance plastique à la compression axiale est la somme des résistances plastiques de toutes les parties (parois de la section, armatures et cœur en béton) et est déterminée selon:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum (A_{a,q} s_{a,q}) / g_{M,fi,a} + \sum (A_{c,q} s_{c,q}) / g_{M,fi,c} + \sum (A_{s,q} s_{s,q}) / g_{M,fi,s} \quad (3.14)$$

Où

A_i Aire de la section du matériau i ,

$s_{i,q}$ Contrainte limite dans le matériau i à la température q .

La charge critique est donnée par

$$N_{fi,cr} = \frac{p^2 [E_{a,\theta,s} I_a + E_{c,\theta,s} I_c + E_{s,\theta,s} I_s]}{l_q^2} \quad (3.15)$$

Où,

$E_{i,q,s}$ Module tangent de la relation contrainte-déformation du matériau i à la température q pour la contrainte $s_{i,q}$; l_θ est la longueur de flambement lors de l'incendie;

I_i Inertie du matériau i , selon l'axe principal y ou z de la section mixte.

$E_{i,q}I_i$ et $A_iS_{i,q}$ doivent être calculés en sommant des éléments (dy , dz) aux températures adéquates.

Dans ce contexte, les relations contrainte-déformation de la section métallique, des armatures et du béton peuvent être modélisées suivant:

Section métallique et armatures :

$$\frac{S_{a,q}}{f_{ay,q}} = 0,06 + 1,416 \left[\frac{E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right] - 0,651 \left[\frac{E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right]^2 + 0,103 \left[\frac{E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right]^3 \quad (3.16)$$

Le module tangent est exprimé par :

$$\frac{E_{a,\theta,s}}{E_{a,\theta}} = 1,416 - 1,302 \left[\frac{E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right] + 0,309 \left[\frac{E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right]^2 \quad (3.17)$$

Cœur en béton :

$$\frac{S_{c,q}}{f_{c,q}} = \frac{E_{c,\theta}}{f_{c,\theta}} \left[1 - \left(\frac{E_{c,\theta} \varepsilon_{c,\theta}}{4f_{c,\theta}} \right) \right] \quad \text{et} \quad \frac{E_{c,\theta,s}}{E_{c,\theta}} = 1 - \left[\frac{E_{c,\theta}}{2f_{c,\theta}} \right] \quad (3.18)$$

Pour les sections tubulaires remplies de béton, les règles de calcul de $f_{ay,q}$, $f_{sy,q}$, $f_{c,q}$ et des modules tangents $E_{a,\theta}$, $E_{s,\theta}$, $E_{c,\theta}$ sont données sous forme d'équations dans la Partie 1.2 de l'EC4 [11].

Contrairement aux sections métalliques enrobées, pour les sections creuses remplies de béton, toute excentricité du chargement est prise en compte en augmentant artificiellement la charge axiale. L'effort axial équivalent N_{equ} est défini par:

$$N_{equ} = \frac{N_{fi,Sd}}{j_s j_d} \quad (3.19)$$

Où

j_s est un coefficient de correction prenant en compte le pourcentage d'armature et j_d est un coefficient prenant en compte l'excentricité du chargement et qui dépend également de la longueur de flambement et de la taille de la section.

L'excentricité de la charge $d = \frac{M}{N}$ à l'extrémité du poteau ne doit pas dépasser la moitié des dimensions b et d de la section.

3.7 Les paramètres influençant la résistance au feu

Les résultats des études paramétriques [19] montrent que les paramètres les plus importants qui déterminent la résistance au feu des profils creux remplis de béton sont :

- diamètre extérieur (ou largeur) de la section d'acier
- la charge sur les poteaux
- forme de la section
- épaisseur du tube en acier
- longueur utile (ou effective) du poteau
- résistance du béton
- type de granulats du béton

L'impact de ces 6 facteurs a été trouvé être similaire pour un remplissage en béton armé BA ou béton fibré BF.

Pour les poteaux remplis de BA, deux paramètres additionnels influent sur la résistance au feu :

- pourcentage d'armature
- enrobage de béton aux armatures

L'analyse faite par Han et autre [16] sur l'influence des différents paramètres sur la résistance au feu des poteaux SHS et RHS a montré que :

Pour l'effet de la dimension de la section, le périmètre de la section (C) a une importante influence sur la résistance au feu du poteau, par exemple avec la même épaisseur de protection le poteau (300x200x7.96) prend 73min pour atteindre une température de 400°C et 104min pour une température de 500°C, alors que le poteau (300x150x7.96) prend 58min pour atteindre une température de 400°C et 73min pour une température de 500°C.

L'influence de la dimension de la section sur la résistance au feu est même plus grande que l'influence sur la température de surface par ce qu'en plus de l'augmentation lente de la température le plus large spécimen a également plus d'aire de température basse qui peut contribuer à porter la charge.

Pour l'*influence de la forme de la section*, Yin et autres [15] ont observé que la résistance au feu du poteau circulaire est légèrement plus grande que celle du poteau carré, bien que la différence soit presque négligeable ; c'est probablement parce que pour une aire de section droite égale, le poteau carré a une plus grande circonférence quand il est exposé au feu des quatre cotés ; c à d que le poteau carré absorbe plus de chaleur et sa température globale est ainsi plus haute que la température globale du poteau circulaire correspondant, bien qu'en valeur la différence entre eux soit probablement petite . Pour l'*effet de l'épaisseur du tube*, ils ont trouvé que l'augmentation de cette dernière a comme conséquence la diminution de la résistance au feu, et ils ont constaté que des poteaux de grand diamètre avec des tubes en acier relativement minces peuvent être prévus pour maintenir plus de leur résistance à la compression en présence du feu que de plus petits poteaux avec des tubes plus épais.

Pour l'*effet du type de remplissage en béton*, Les essais de feu [20] indiquent que la résistance au feu des poteaux remplis de béton normal BN est d'environ une à deux heures. Pour les poteaux remplis de béton armé BA et ceux remplis de béton fibré BF la résistance dépasse trois heures.

3.8 Voilement local des profils d'acier

La présence du béton correctement tenu en place dans les sections totalement enrobées prévient le voilement local des parois du profil en acier si l'épaisseur d'enrobage de béton est suffisante. Celle-ci ne peut dès lors être inférieure au maximum des deux valeurs suivantes:

- 40 mm;
- 1/6 de la largeur b de la semelle du profil en acier.

Cet enrobage destiné à empêcher tout éclatement prématuré du béton doit être armé transversalement.

Pour les autres types de poteaux mixtes, à savoir les sections partiellement enrobées et les sections creuses remplies de béton, l'élancement des parois du profil en acier doit satisfaire les conditions suivantes:

- $d/t \leq 90 e^2$ pour les profils creux ronds remplis de béton de diamètre d et d'épaisseur t;
- $d/t \leq 52 e$ pour l'âme des profils creux rectangulaires remplis de béton de hauteur d et d'épaisseur t ;

- $b/t_f \leq 44 e$ pour les semelles de largeur b et d'épaisseur t_f des profils en H partiellement enrobés ;

Pour les applications a température élevée, ces valeurs doivent être modifiées pour refléter les différents changements de la résistance et le module d'élasticité de l'acier a température élevée, ε devient $\sqrt{235/f_y} / \sqrt{k_{y,T}/k_{E,T}}$ ou le dernier terme exprime le changement relatif en module d'élasticité ($k_{E,T}$) et en limite élastique ($k_{y,T}$) de l'acier a température élevée [18].

Les résultats de l'étude [18] ont indiqué que des voilements locaux ont seulement apparu dans des poteaux construits de tubes minces.

La localisation du voilement local est beaucoup plus difficile a prédire et les auteurs n'ont pas identifié aucune discussion détaillée. Pour cela Wang et Davies [18] ont conclu que le rapport de charge axiale est le facteur le plus important. Pour des rapports inférieurs a 0.3 le voilement local s'est produit dans la longueur du poteau, au delà de 0.7 il peut se produire soit le long du poteau soit au sommet juste en bas de l'assemblage poteau-poutre, mais il reste que les résultats de cette étude ne sont pas consécutifs.

3.9 Désagrégation du béton

La désagrégation est un phénomène physique qui se manifeste par un éclatement du béton en morceaux à cause de la forte température ou par la variation de cette dernière (gel-dégel).

La désagrégation crée des vides dans la section du béton et augmente ainsi le taux de transfert de chaleur à partir de la surface extérieure chaude.

Dans les profils enrobés [14] quand la désagrégation s'est produite, la force axiale de compression dans le béton désagrégé s'est déplacée vers la partie interne de la section en créant une importante contraction mécanique et dilatation thermique en même temps, ce qui a significativement réduit la résistance au feu du poteau et accéléré la ruine.

3.10 Mode de ruine

La plupart des études ont trouvé que la ruine des poteaux s'effectue de manière ductile a cause du remplissage en béton; cela peut être expliqué en terme de l'"action composée" entre le tube d'acier et le noyau de béton. Comme le tube commence a se dilater dans la première partie de l'échauffement, les contraintes de compression diminuent dans le noyau, alors le

tube commence ainsi à voiler localement, en transférant la charge additionnelle au noyau de béton. À l'état limite final l'acier ne fait que confiner le noyau jusqu'à ce que ce dernier s'effondre de manière fragile [16].

La ruine des poteaux est généralement causée par la combinaison de la réduction de la résistance des matériaux aux températures élevées, et les contraintes de compression sur la face exposée au feu dues à la charge axialement appliquée, en plus du flambement global [14].

Le mode de ruine est influencé par la taille du poteau et le type de béton de remplissage [20], ainsi que par la résistance caractéristique du béton [17]. Par exemple, il a été trouvé que la ruine des poteaux remplis de béton normal BN (PC) s'est produite par rupture soudaine, pendant que les poteaux remplis de béton armé BA (RC) et de béton fibré BF (FC) se sont effondrés par rupture progressive [20] (figure 3.4)

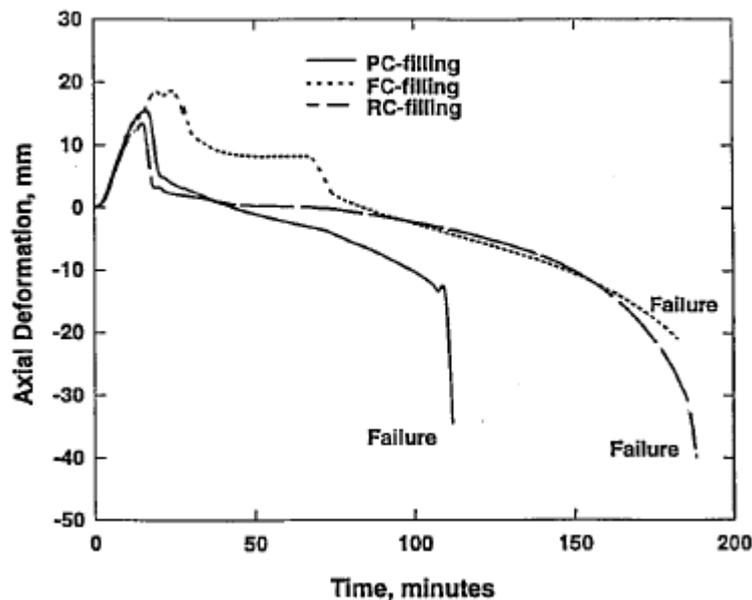


Figure 3.4 : Comparaison des déformations axiales des profils creux remplis de différents bétons en fonction du temps d'exposition au feu [20].

Cependant d'autres études [17] ont confirmé que pour le poteau rempli de béton de résistance normale (BRN) NSC2 (38.2MPa) la ruine s'est produite par contraction progressive, alors que pour le poteau rempli de béton à haute résistance (BHR) HSC1 (82.2MPa) la ruine s'est produite par contraction soudaine, et cela peut être attribué à la nature fragile du BHR (figure 3.5).

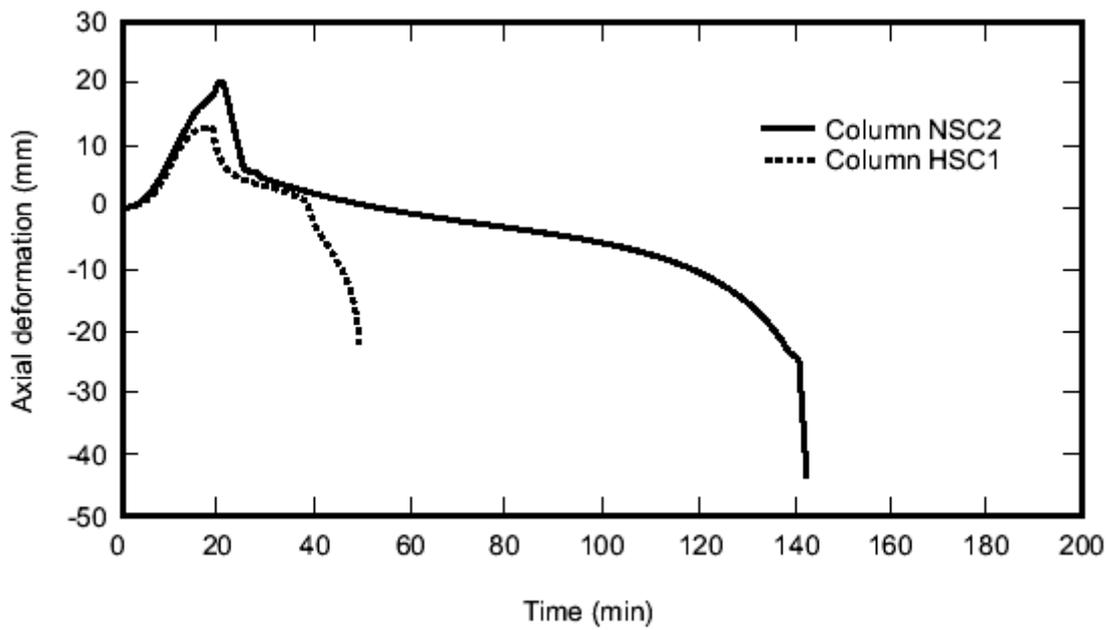


Figure 3.5 : Déformation axiale des poteaux remplis de BRN et BHR en fonction du temps d'exposition au feu [17].

Dans l'étude expérimentale de Han et Huo [21] sur les poteaux courts sous compression, après les avoir exposé au feu ISO834 pendant 90min, le mode de ruine typique du tube en acier a été un mécanisme de rupture locale comme montré sur la figure 3.6.

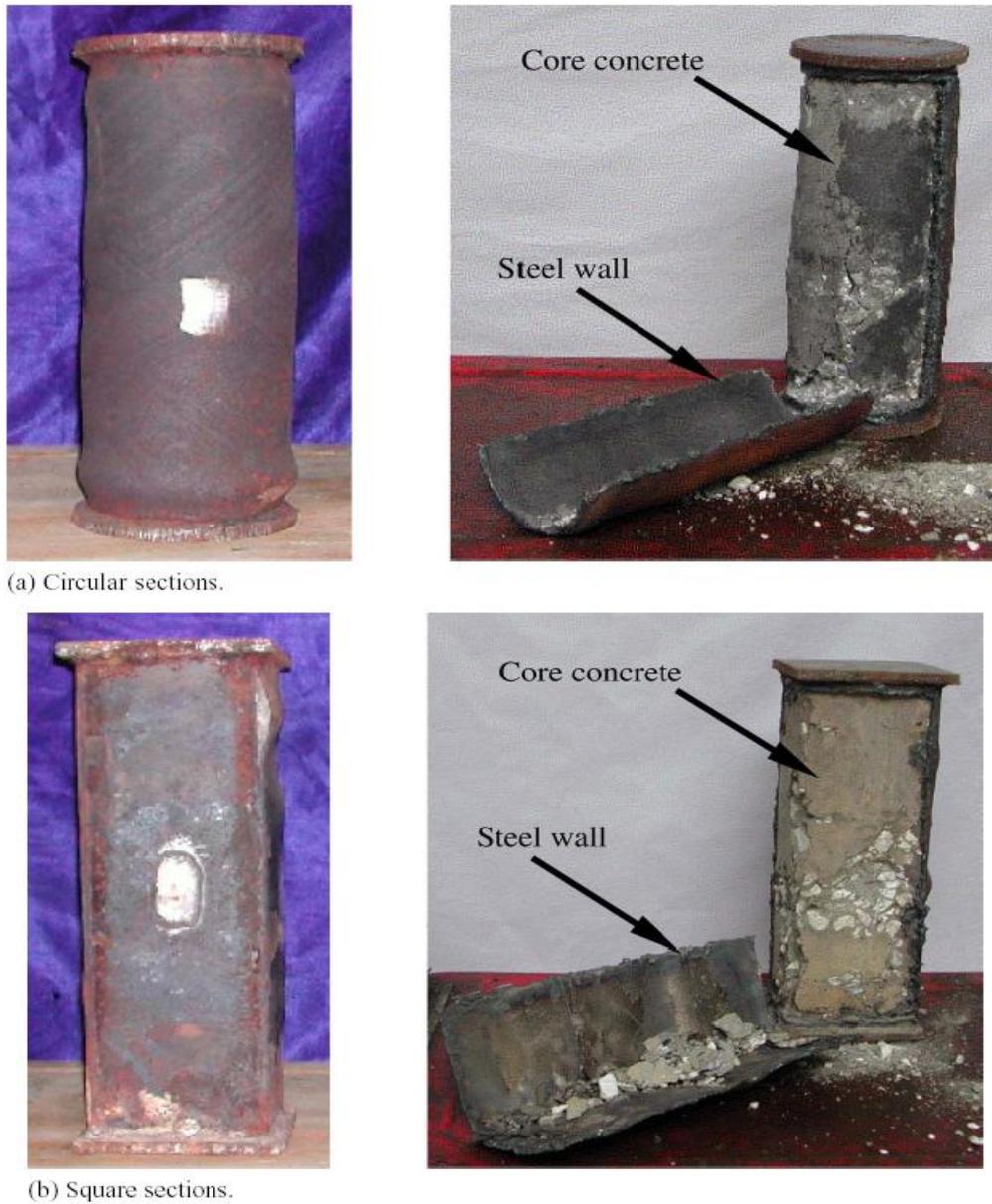


Figure 3.6 : Mode typiques de ruine des poteaux courts [21].

Pour les poteaux élancés, Han et autre [16] ont trouvé que la ruine des poteaux a été au total par flambement ce qui est principalement provoqué par l'instabilité (figure 3.7).

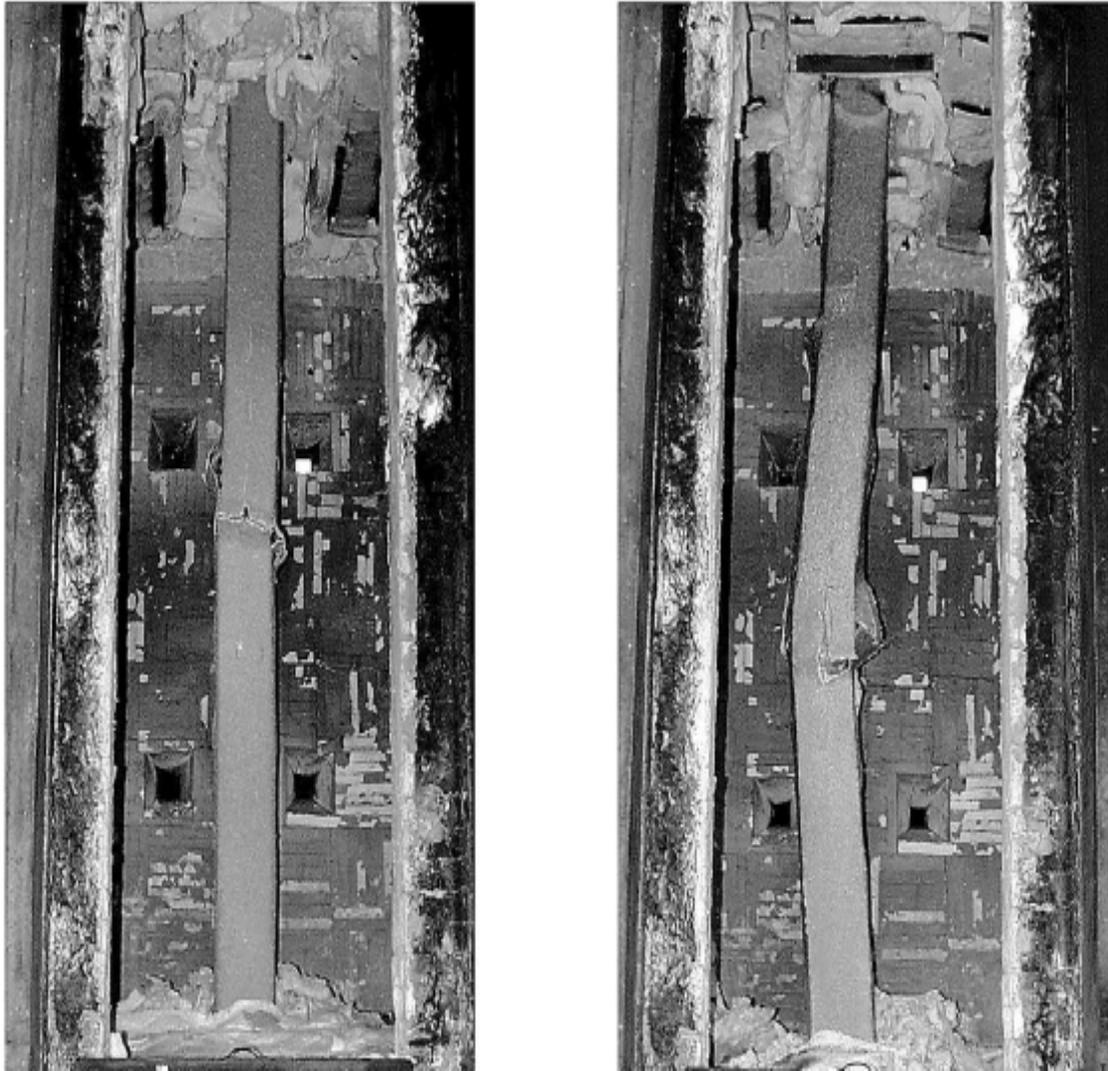


Figure 3.7 : Mode typiques de ruine des poteaux élancés [16].

3.11 Temps de ruine (Temps critique) t_{cr}

Puisque les résistances de l'acier et celle du béton réduisent avec l'élévation de la température et ainsi avec le temps, la résistance du poteau réduit progressivement avec le temps. Les incréments de temps continuent jusqu'à un certain point, auquel la résistance devient si basse qu'il n'est plus suffisant de soutenir la charge. En ce moment, on suppose que le poteau devient instable et s'effondre. Le temps d'atteindre ce point de ruine est le temps de ruine (t_{cr}) du poteau.

Le temps critique de calcul (t_{cr}^{EC4}) correspond à l'instant auquel la force interne P soit égale à la résistance de calcul de flambement à l'incendie $N_{fi,Rd}$ [14].

Les prévisions de l'EC4 a propos du temps de ruine ont été inférieures a celles numériques (par EF) d'environ 50min ; qui à leur tour s'accordent bien avec les résultats de l'essai, ce qui montre que les prévisions de l'EC4 sont trop prudentes par rapport à la réalité. Mais il faut noter que toutes les prévisions du temps critique et même les résultats d'essai montrent qu'il y a une relation linéaire entre la contrainte axiale et le temps de ruine (la contrainte axiale augmente implique que la résistance au feu en minute du poteau diminue) car l'augmentation de la contrainte axiale induit un taux rapide en l'augmentation de la force interne P quand la température croit, et quand la force P est plus grande que la capacité portante de charge le poteau s'effondre [14]

La résistance au feu des poteaux remplis de béton normal BN a été trouvée beaucoup plus basse que la résistance au feu des poteaux remplis de béton armé et béton fibré. Par contre les résistances des poteaux remplis de BF et BA sont presque les mêmes [20] (figure 3.8).

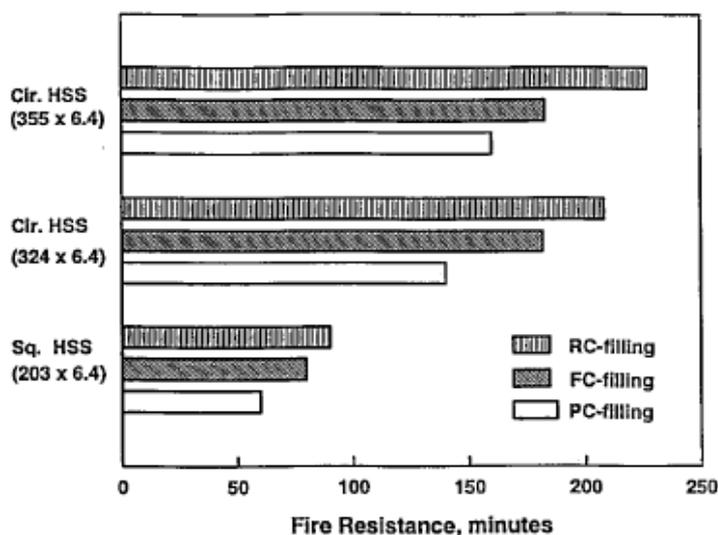


Figure 3.8 : Temps critique en minute des poteaux mixtes remplis de différents types de béton [20].

3.12 L'indice de résistance résiduelle IRR

L'indice de résistance résiduelle IRR est défini pour quantifier la résistance des poteaux soumis au feu standard, il est exprimé comme suit

$$IRR = \frac{N_u(t)}{N_u} \quad (3.20)$$

Avec

$N_u(t)$ Résistance ultime correspondant au temps t de la durée de feu

N_u Résistance ultime à température ambiante

3.12.1 Formule de Han, Yang et Xu [16] pour les SHS et RHS

Le calcul de la résistance résiduelle d'un poteau mixte demande le calcul des températures du feu à laquelle le poteau est exposé, la température dans le poteau et sa déformation et résistance après exposition au feu.

En utilisant les relations entre le IRR et les différents paramètres qui le déterminent, la formule suivante pour le IRR des poteaux SHS et RHS sans protection au feu remplis de béton normal est obtenue par régression des méthodes analytiques [16] :

$$IRR = \begin{cases} \frac{1}{1 + a.t_0^2} \dots t_0 \leq t_1 \\ \frac{1}{b.t_0^2 + c} \dots t_1 < t_0 < t_2 \\ k.t_0 + d \dots t_0 > t_2 \end{cases} \quad (3.21)$$

Où

$$\begin{aligned} a &= (I_0^3 - 5.6I_0^2 + 6.6I_0 + 18.6)(-0.128C_0 + 0.804); \\ b &= (I_0^3 - 7.79I_0^2 + 5I_0 - 4.53)(C_0^2 - 0.79C_0 - 47.63)3.61 \times 10^{-2}; \\ c &= 1 + (a - b)t_1^2; \end{aligned}$$

$$d = \frac{1}{b.t_0^2 + c} - k.t_2;$$

$$k = (I_0^2 - 5.98I_0 + 2.22).3.36 \times 10^{-2};$$

$$t_1 = (I_0^3 - 6.5I_0^2 + 2.5I_0 + 47.5).7.6 \times 10^{-3};$$

$$t_2 = (C_0^2 - 4.33C_0 + 23.67).(I_0^2 - 9.67I_0 + 40.33).9.0 \times 10^{-4};$$

$$t_0 = R/100; C_0 = C/1600; C = 2(D + B); I_0 = I/40$$

Où

λ est le rapport d'élanement pris comme $I = 2\sqrt{3}L/B$

avec

L est la longueur de flambement ; D et B sont respectivement profondeur et largeur de la section mixte en mm, avec $D > B$; R est la résistance au feu en minutes.

Les limites de validité de l'équation sont :

$$R \leq 180 \text{ min}; 800 \text{ mm} \leq C \leq 8000 \text{ mm}; 0.04 \leq a \leq 0.2; 15 \leq I \leq 80; 200 \text{ MPa} \leq f_{sy} \leq 500 \text{ MPa} \text{ et}$$

$$20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

3.12.2 Formule de Han, Yan et Huo [22] pour les CFST

$$IRR = \begin{cases} (1 - 0.036t_0 - 0.59t_0^2).f(C_0).f(I_0) & \dots t_0 \leq 0.6 \\ (1 - 0.46t_0 + 0.117t_0^2).f(C_0).f(I_0) & \dots t_0 > 0.6 \end{cases} \quad (3.22)$$

Où

$$f(C_0) = \begin{cases} a.C_0^2 + b.C_0 + c & \dots C_0 \leq 1 \\ d.(C_0 - 1) + 1 & \dots C_0 > 1 \end{cases}$$

$$a = -0.73t_0 + 0.087$$

$$b = 1.41t_0 - 0.14$$

$$c = -0.68t_0 + 1.05$$

$$d = 0.039 \ln t_0 + 0.09$$

$$f(I_0) = \begin{cases} e.I_0 + f & \dots I_0 \leq 1.875 \\ g.I_0 + h & \dots I_0 > 1.875 \end{cases}$$

$$e = 0.05t_0^2 - 0.17t_0 + 0.018$$

$$f = -0.05t_0^2 + 0.18t_0 + 0.98$$

$$g = -0.06t_0^2 + 0.25t_0 - 0.039$$

$$h = 0.1t_0^2 - 0.58t_0 + 1.09$$

$$t_0 = \frac{R}{100}; C_0 = \frac{C}{2400}; I_0 = \frac{I_x}{40}; \text{ou. } \frac{I_y}{40}$$

Les limites de validité de l'équation sont :

$$R \leq 180 \text{ min}; 800 \text{ mm} \leq C \leq 8000 \text{ mm}; 0.04 \leq a \leq 0.2; 15 \leq I \leq 80; 200 \text{ MPa} \leq f_{sy} \leq 500 \text{ MPa}$$

$$20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} ; 0 \leq e/r \leq 3.0$$

3.12.3 Formule de Han, Huo et Wang [21] pour les poteaux courts

Pour les poteaux courts l'effet de l'élançement peut être négligé c à d le rapport d'élançement peut être pris égal a zéro dans les équations proposées par Han et Huo [21] pour le cas général. Ces expressions sont obtenues pour calculer l'indice de résistance résiduelle des poteaux courts.

Pour les poteaux circulaires :

$$IRR = \begin{cases} (1 + 0.15t_0 - 2t_0^2 + 2t_0^3).f(D_0).f(t_0) \rightarrow \text{pour } t_0 \leq 0.6 \\ (1 - 0.39t_0 + 0.095t_0^2).f(D_0).f(t_0) \rightarrow \text{pour } t_0 > 0.6. \end{cases} \quad (3.23)$$

Pour les poteaux carrés :

$$IRR = \begin{cases} (1 - 0.036t_0 - 0.59t_0^2).f(D_0).f(t_0) \rightarrow \text{pour } t_0 \leq 0.6 \\ (1 - 0.46t_0 + 0.117t_0^2).f(D_0).f(t_0) \rightarrow \text{pour } t_0 > 0.6. \end{cases} \quad (3.24)$$

Où

$$f(D_0) = \begin{cases} a.D_0^2 + b.D_0 + c \rightarrow D_0 \leq 1 \\ d.(D_0 - 1) + 1 \rightarrow D_0 > 1 \end{cases}$$

Dans laquelle

$$D_0 = \frac{D}{600}$$

$$a = -0.73t_0 + 0.087;$$

$$b = 1.41t_0 - 0.14;$$

$$c = -0.68t_0 + 1.05;$$

$$d = 0.039 \ln t_0 + 0.07$$

Et

$$f(t_0) = -0.05t_0^2 + 0.18t_0 + 0.98$$

Dans laquelle

$$t_0 = \frac{R}{100}.$$

R : temps de durée de feu en minutes, D : dimension de la section en mm

Les limites de validité de l'équation sont :

$$15 \text{ min} \leq t \leq 180 \text{ min}; 120 \text{ mm} \leq D \leq 2000 \text{ mm}; 0.04 \leq a \leq 0.2; 200 \text{ MPa} \leq f_{sy} \leq 500 \text{ MPa}$$

$$20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} .$$

Selon les études de Han et autre [16,21,22], le IRR augmente quand la dimension de la section augmente, diminue quand le rapport d'élanement (λ_x ou λ_y) augmente et quand le temps durée de feu (t) augmente .Cependant les autres paramètres tel que le taux de l'acier (α), rapport d'excentricité de charge (e_x/r ou e_y/r), largeur/profondeur (β),résistance du béton (f_{ck}) et de l'acier (f_{sy}) ont une influence modérée sur le IRR.

3.13 Considérations de conception et de construction

Quelques concepteurs sont sous l'impression que les poteaux en acier rempli de béton sont protégés contre le feu par l'effet radiateur du remplissage en béton. Cette vue est non seulement incorrecte, mais une fausse idée dangereuse. La perte de la charge du tube en acier au noyau de béton, qui porte par la suite la majeure partie de la charge axiale, signifie

que le concepteur doit prêter l'attention aux méthodes de chargement et à d'autres détails pratiques non considérés dans le cours normal de la conception structurale. Cette section présente quelques conseils sur la conception et la construction des poteaux en acier remplis de béton.

3.13.1 Épaisseur de la paroi des profils creux

L'épaisseur de la paroi des profils creux ne s'est pas avérée pour avoir l'influence significative sur la résistance au feu des profils creux remplis de béton. En conséquence, ni l'épaisseur de la paroi ni l'aire de la section d'acier n'est un paramètre dans les méthodes générales de conception. En fait, en utilisant une épaisseur de la paroi plus grande que celle exigée pour s'assurer que la section des profils creux est au moins une section de la classe 3, réduit la capacité de charge pendant une période donnée de résistance au feu. L'augmentation de l'épaisseur de la paroi réduit la taille du noyau de béton qui est le paramètre dominant. En général, il est plus économique de garder l'épaisseur de la paroi à un minimum à moins que d'autres facteurs tels que des détails de l'assemblage dictent autrement [18].

3.13.2 Mise à l'air libre de la vapeur

Quand des poteaux d'acier remplis de béton sont exposés au feu, l'eau est conduite par le béton et l'énergie calorifique est absorbée pendant qu'elle se transforme en vapeur. Ceci a une certaine influence sur la période de la résistance au feu du poteau mixte mais présente également un risque d'éclatement potentiel si la vapeur n'est pas libérée à l'atmosphère. Le nombre, la taille, l'endroit et la configuration recommandés de trous de passage, est basé sur les études expérimentales. Le concepteur doit s'assurer que les trous de passage ne seront pas bloqués ou ne seront pas couverts près des dalles, bloc de béton, et cadres de mur, de fenêtre ou de porte. Les trous de passage peuvent être bloqués pendant l'étape du placement de béton mais le blocage est enlevé une fois que le béton est placé [20].

3.14 Solutions Constructives

L'approche traditionnelle de la résistance au feu des structures en acier consiste à habiller les éléments de matériaux isolants. Ceci peut se faire sous des formes diverses [9]:

3.14.1 Peintures intumescentes

Il est possible d'appliquer une protection à l'aide d'une peinture intumescente. Sous l'effet du feu, ces peintures gonflent et constituent une isolation contre les effets du feu. Elles permettent à la construction de supporter ses charges durant toute la période de résistance au feu exigée.

L'épaisseur de peinture dépend du facteur de massiveté, de la résistance au feu requise et de la température critique. Elles s'appliquent rapidement et facilement et autorisent le traitement de détails constructifs complexes.

En général garanties cinq ans, ces peintures durent en fait beaucoup plus longtemps. La question de l'intégration à la garantie décennale a été évoquée en 1980 à la Commission centrale de sécurité : « en l'état des connaissances du vieillissement des peintures, et sous réserve qu'il n'y ait pas d'humidité, il n'y a aucune raison de refaire les peintures au bout de cinq ans ». Les expériences montrent (par exemple pour le stade olympique de Munich, construit en 1972) que la couche intumescente, si elle n'est pas dégradée par des chocs ou autres, n'a pas à être renouvelée. Seule la couche de finition peut être refaite.

Certains producteurs ont développé des systèmes spécifiques aux structures extérieures permettant d'obtenir des résistances au feu jusqu'à une heure et demie, voire deux heures. Contrairement à la plupart des autres systèmes de protection, ces peintures n'apportent pas d'augmentation notable des dimensions extérieures de la structure.

3.14.2 Protection par écran

Un élément de structure métallique protégé par d'autres éléments du bâtiment voit sa résistance au feu augmentée de façon sensible.

Plusieurs choix constructifs s'offrent au concepteur :

- les plafonds suspendus résistant au feu. De nombreuses constructions comportent des plafonds suspendus. Le plénum (espace entre plafond et plancher) est utilisé comme

gaine technique. En fonction des performances incendie des éléments du plafond, il est possible d'y inclure les structures à protéger. La température dans le plénum, au terme de l'exigence de stabilité requise (une demi-heure, une heure...) ne doit pas atteindre la température critique de l'acier (500 °C) ;

- les poteaux intégrés à la maçonnerie. Ils sont protégés des attaques du feu et exigent rarement une protection supplémentaire. Cela vaut également pour les poteaux intégrés aux trumeaux de fenêtres ;
- les poteaux intégrés dans des cloisons. Ils sont intégrés dans les parois légères, ou entre deux murs. Selon la nature et l'épaisseur des matériaux des parois, la protection des poteaux peut être suffisante.

Cette solution est souvent utilisée avec une cloison en plaques de plâtre qui assure en même temps une fonction phonique ;

- les poteaux partiellement protégés par de la maçonnerie. Lorsque seul l'espace formé par les ailes et l'âme du profil est garni de briques ou de maçonnerie, le poteau aura une résistance au feu d'une demi heure.

3.14.3 Produits en plaques

La protection à l'aide de produits en plaques s'applique aux poteaux et poutres. Les plaques de faible densité sont le plus souvent utilisées pour des poutres non visibles. Certains produits peuvent être utilisés à l'extérieur.

Les plaques ont une épaisseur garantie. Elles isolent thermiquement la structure des effets du feu, permettant à celle-ci de supporter ses charges pendant la durée requise. Deux types de produits peuvent être utilisés, de faible densité ($\leq 180 \text{ kg/m}^3$) à base de fibres minérales, ou de forte densité (450 à 1000 kg/m^3) à base de plâtre, vermiculite ou silicate de calcium, tous exempts d'amiante. La fixation se fait à l'aide d'agrafes, de clous, de vis ou de colles spéciales. L'épaisseur des plaques dépend de la résistance au feu exigée, du facteur de massivité et de la température critique.

Les avantages de cette solution sont de rester dans une logique de filière sèche, les fixations sont simples et la mise en œuvre n'entrave pas les autres corps de métier. La plaque de plâtre est la plus couramment utilisée.

3.14.4 Produits projetés

Le procédé est peu onéreux, d'une mise en œuvre rapide, et il se prête à la protection de détails constructifs complexes. Il peut toutefois générer poussières et salissures lors de la projection et exiger l'isolement des parties d'ouvrage voisines. Pour être efficace, il demande un contrôle de l'épaisseur de la couche.

Le matériau projeté isole thermiquement l'acier des effets du feu, évitant ainsi que la température critique ne soit dépassée durant le temps de résistance requis. On utilise deux types de produits : soit des produits de faible densité ($< 250 \text{ kg/m}^3$) constitués de fibres minérales, soit des produits pâteux de forte densité ($> 450 \text{ kg/m}^3$) constitués de vermiculite, ciment, plâtre, etc., tous exempts d'amiante. L'épaisseur à projeter dépend du facteur de massivité, de la résistance au feu requise et de la température critique.

Dans les cas courants où une ossature intérieure n'est pas exposée à une humidité trop importante, il est possible de projeter le produit sur un acier non traité contre la corrosion. Le produit doit toutefois avoir été testé dans ces conditions en laboratoire. Cette pratique est courante dans les pays anglo-saxons, aux États-Unis ou en Grande-Bretagne, depuis plusieurs décennies. Elle est dorénavant de plus en plus utilisée en France.

Toutes ces méthodes sont normalement appliquées sur chantier après montage des éléments structuraux principaux. Ceci peut entraîner un retard significatif dans les opérations de construction, ce qui augmente le coût de construction supporté par le client. La seule exception est constituée par des systèmes récents où des produits intumescents sont appliqués sur les structures en acier en cours de fabrication, de sorte qu'une grande partie du travail sur chantier est évitée. Cependant, de toute évidence, un degré de résistance aux impacts et à l'abrasion beaucoup plus élevé que d'habitude est nécessaire dans ces systèmes.

Ces méthodes permettent d'obtenir un degré quelconque de protection contre l'échauffement des structures en acier par l'incendie, et peuvent être utilisées comme partie intégrante d'une approche de calcul de résistance au feu. Cependant, traditionnellement, les épaisseurs des couches de protection sont basées sur les données des fabricants visant le critère relativement simpliste de limitation de la température de l'acier à une température inférieure à 550°C à l'issue de la durée exigée de résistance au feu ISO834 normalisé. Les matériaux de protection contre l'incendie font l'objet d'essais de routine en ce qui concerne l'isolation, l'intégrité et la capacité de résistance aux charges lors d'essais en laboratoire conformes à l'ISO834. Les

caractéristiques des matériaux pour le calcul sont déterminées à partir des résultats par des moyens semi-empiriques.

Les profils ouverts en acier partiellement enrobés de béton ainsi que les sections creuses remplies de béton ne nécessiteront généralement pas de protection à l'incendie supplémentaire. Lors d'un incendie, ce béton agit à la fois comme un dissipateur de chaleur et un isolateur qui ralentit l'augmentation de température dans le profil en acier.

Les codes de calcul les plus récents sont explicites sur le fait que la résistance structurale au feu d'un élément dépend dans une large mesure de son niveau de charge en exposition au feu, et aussi sur le fait que le chargement en exposition au feu a de très grandes chances d'être considérablement inférieur aux charges pondérées pour lesquelles le calcul de résistance est effectué. Ceci offre aux concepteurs une autre option pouvant être utilisée seule ou combinée à d'autres mesures. Une réduction du niveau de charge par le choix d'éléments en acier ou en béton individuellement plus résistants que nécessaire pour la résistance à température ambiante, couplée éventuellement avec une stratégie de standardisation des profils, peut améliorer les durées de résistance au feu, particulièrement pour les poutres. Ceci peut permettre l'utilisation de poutres partiellement protégées ou non protégées.

3.15 Conclusion

La mesure ou l'évaluation de la résistance au feu se fait traditionnellement en soumettant un échantillon représentatif à un essai normalisé de tenue au feu. Bien que cette technique ait fourni aux autorités compétentes un mode de classement utile et ait élargi nos connaissances sur la tenue au feu de différents systèmes structuraux, son coût a été un obstacle important à l'innovation dans la conception. Au cours des vingt dernières années, des méthodes de calcul empiriques et théoriques, constituant des solutions de remplacement économiques aux essais, ont été développées. Avant de tirer avantage de ces nouveaux outils de conception, l'utilisateur devrait toutefois comprendre à fond les hypothèses et les limites de la méthode afin de s'assurer que les prévisions sont réellement applicables aux conditions de conception considérées.

Les chapitres suivants ont pour but l'évaluation de la résistance au feu des poteaux mixtes en profils partiellement enrobés de béton et en profils creux remplis de béton sous conditions de feu normalisé de type ISO, par une méthode de calcul théorique qui est la méthode EC4. Les résultats de ces calculs seront utilisés pour conduire une étude paramétrique afin de déterminer les paramètres les plus importants influençant le comportement et la résistance de

ces derniers. En plus de l'établissement de quelques abaques de calcul de la résistance au feu des poteaux mixtes en profils carrés et circulaires, qui peuvent fournir aux utilisateurs un outil de calcul direct et rapide.

CHAPITRE 4

ANALYSE DE LA RESISTANCE À L'INCENDIE DES POTEAUX MIXTES EN
PROFILS METALLIQUES PARTIELLEMENT ENROBES DE BETON

4.1 Introduction

Ce chapitre sera consacré à l'analyse à l'incendie des profilés métalliques partiellement enrobés, en développant un programme de calcul informatique à l'aide du langage de programmation (FOTRAN90), qui nous permet de calculer dans un laps de temps très court, les résistances ultimes au feu des poteaux mixtes sous compression axiale à température ambiante et à l'incendie, en se basant sur la méthode de calcul simplifiée de l'EC4.

L'utilisation de ce programme nous permet également de conduire une étude paramétrique pour déterminer les principaux facteurs influençant le comportement au feu de ce type de poteau, tels que : la taille du profilé, le taux d'armature (r), l'enrobage des armatures (U_s), la longueur de flambement (L_q), la résistance caractéristique du béton (f_{ck}), la nuance d'acier de construction (f_{ay}) et la nuance d'acier des armatures (f_{sk}).

Enfin, la dernière partie de ce chapitre, sera consacrée aux résultats obtenus et leurs discussions.

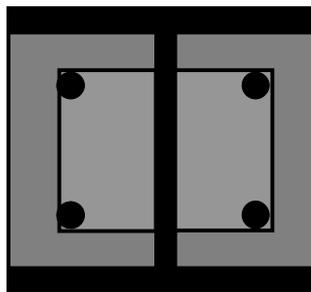


Figure 4.1 : Section de poteaux étudiés

4.2 Limitations et hypothèses de la méthode simplifiée

Les règles simples données dans la Partie 1.2 de l'EC4 [11] contiennent une méthode de calcul de la résistance au feu des poteaux mixtes partiellement enrobés. Cependant cette méthode est seulement appropriée aux poteaux mixtes soumis à la compression axiale. Bien que cette méthode inclue une équation simple pour traiter les poteaux excentriquement chargés, il y a une incertitude en ce qui concerne son exactitude [18].

Ces règles sont seulement applicables aux structures contreventées. En considérant que le feu est limité à un seul étage et que les poteaux touchés par l'incendie sont continus avec les poteaux supérieur et inférieur, on peut considérer que leurs extrémités sont restreintes et que la longueur de flambement lors de l'incendie peut être calculée en considérant des extrémités fixes. Cela signifie que pour les étages intermédiaires du bâtiment, la longueur de flambement est $l_{fi,cr} = 0,5L$ et $l_{fi,cr} = 0,7L$ pour le dernier (et le premier si les assemblages sont articulés en base)

La Partie 1.2 de l'EC4 considère les limitations suivantes pour l'usage de ces méthodes simplifiées:

- § 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 $l_q \leq 13,5 b$,
- § Pourcentage d'armature compris entre 1% et 6%,
- § Durée de résistance au feu standard ≤ 120 min.

4.3 Modèle de calcul

Dans cette étude on suppose que les poteaux sont soumis à la compression seule, et que les longueurs de flambement sont les suivantes :

- à température ambiante : $L = 1.H$
- en situation d'incendie : $L = 0,5.H$

H est la hauteur du poteau (figure 4.2)

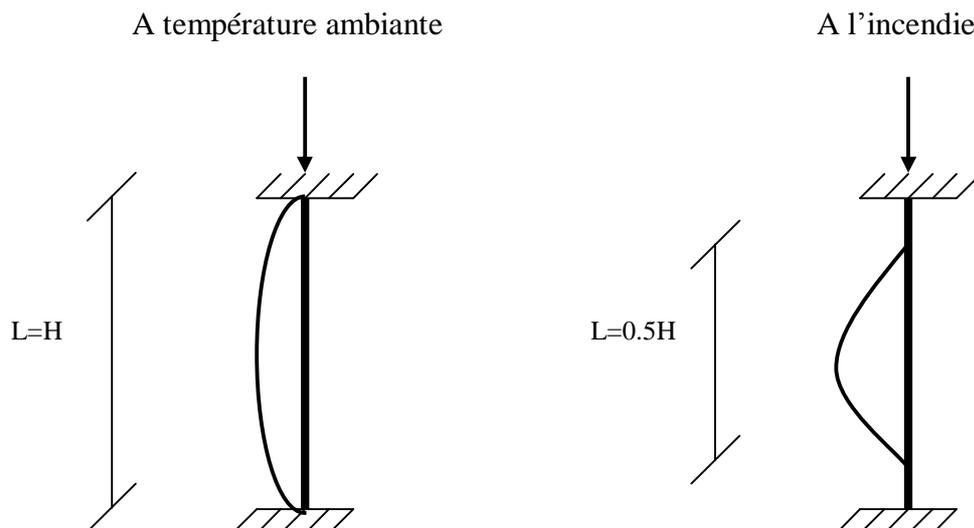


Figure 4.2 : Les longueurs de flambements.

Le profilé métallique est de forme H et appartient à la série A, les chambres du profilé sont remplies de béton renforcé de quatre barres principales (figure 4.3).

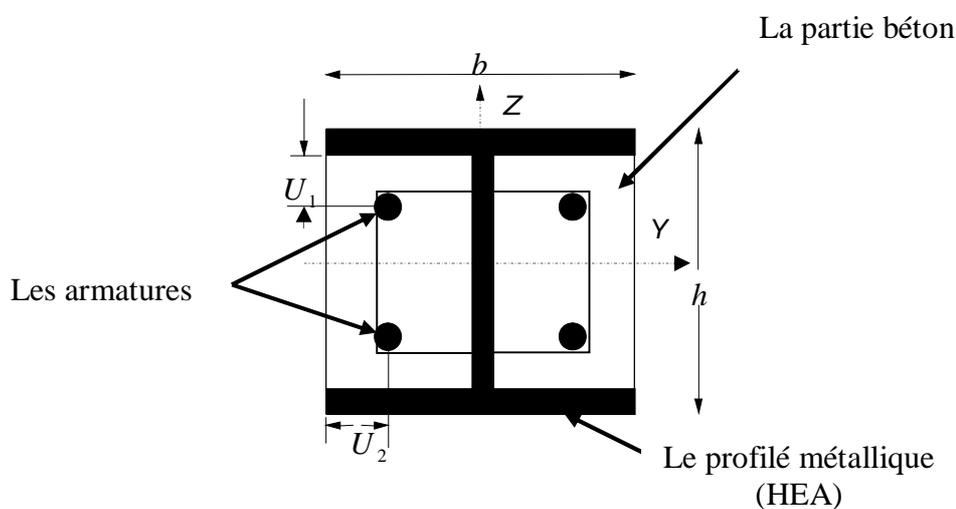


Figure 4.3 : Profilé métallique de forme H partiellement enrobé.

Pour l'étude paramétrique, 29 poteaux (PE) ont été étudiés en faisant varier les différents paramètres influençant la résistance au feu des poteaux mixtes partiellement enrobés.

Les différents taux d'armatures sont obtenus en variant le diamètre d'armatures mais en conservant leur nombre (4 barres), et les différentes longueurs de flambement sont obtenues en variant la hauteur des poteaux.

4.4 Propriétés des matériaux

Les propriétés mécaniques et thermiques de l'acier et du béton sont déterminées à partir de la partie 1-2 de l'EC4 [11].

4.4.1 L'Acier

Les différentes nuances de l'acier de construction incluses dans cette étude sont : S235, S275, S355, et S460.

Pour la détermination de la résistance et les propriétés de déformation de l'acier à température élevée le tableau suivant donne en fonction de la température de l'acier q_a , les facteurs de réduction k_q à appliquer à la valeur appropriée du module d'élasticité $E_{a,20^\circ C}$ ou de la limite d'élasticité $f_{ay,20^\circ C}$ de l'acier de construction à température ambiante.

Tableau 4.1 : Facteurs de réduction k_q pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction [11].

Température de l'acier $q_a [^\circ C]$	$K_{E,q}$	$K_{\max,q}$
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,90	1,00
300	0,80	1,00
400	0,70	1,00
500	0,60	0,78
600	0,31	0,47
700	0,13	0,23
800	0,09	0,11
900	0,0675	0,06
1000	0,045	0,04
1100	0,0225	0,02
1200	0,00	0,00

Où

$$K_{E,q} = \frac{\bar{E}_{a,q}}{E_{a,20^\circ C}}, \quad K_{\max,q} = \frac{f_{a\max,q}}{f_{ay,20^\circ C}}$$

Les nuances de l'acier d'armature utilisées dans cette étude sont FeE235, FeE420 et FeE500.

4.4.2 Le Béton

Les résistances du béton utilisées dans cette analyse sont mentionnées dans le tableau suivant en respectant les limitations de la méthode simplifiée.

Tableau 4.2 : Résistances du béton utilisées dans le calcul [11].

Qualité du béton	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
$f_{ck} (N/mm^2)$	20	25	30	35	40	45	50
$E_{cm} (KN/mm^2)$	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Pour déterminer la résistance du béton à température élevée, le tableau suivant donne, en fonction de la température du béton q_c , les facteurs de réduction $k_{c,q}$ et $e_{cu,q}$ à appliquer, à la résistance du béton $f_{c,20^\circ C}$ à température normale. Pour des valeurs intermédiaires de la température, on peut interpoler linéairement.

Tableau 4.3 : Valeurs des deux principaux paramètres des relations contrainte-déformation du béton de masse volumique courante à haute température [11].

Température du béton $q_c [^\circ C]$	$K_{c,q}$	$e_{cu,q} \times 10^3$
20	1,00	2,5
100	0,95	3,5
200	0,90	4,5
300	0,85	6,0
400	0,75	7,5
500	0,60	9,5
600	0,45	12,5
700	0,30	14
800	0,15	14,5
900	0,08	15,0
1000	0,04	15,0
1100	0,01	15,0
1200	0,00	15,0

Où

$$K_{c,q} = \frac{f_{c,q}}{f_{c,20^\circ C}}$$

4.5 La température du feu

Les 29 poteaux sont supposés être exposés au feu conventionnel ISO834 sur leurs quatre faces (figure 4.4) dont l'équation de la variation de la température est comme suit :

$$q_g = 20 + 345 \log_{10} .(8t + 1) \quad (4.1)$$

q_g : Température des gaz dans le compartiment en feu (en °C) ou température des gaz à proximité de l'élément.

t : Temps en minutes

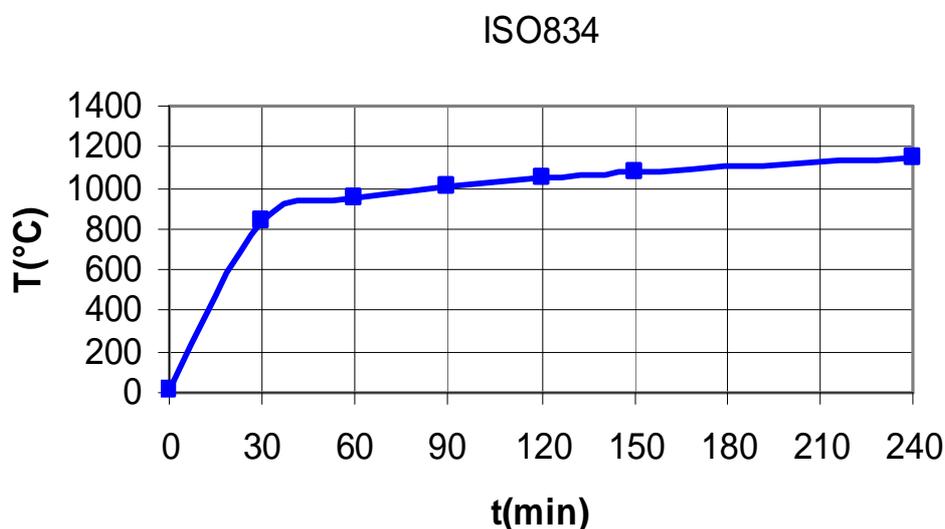


Figure 4.4 : Courbe du feu conventionnel ISO834.

4.6 Procédure de calcul

Pour déterminer la résistance plastique $N_{fi,pl,Rd}$ et la rigidité flexionnelle $(EI)_{fi,eff,z}$ à l'incendie, la section est divisée en plusieurs parties (figure 4.5) : semelles du profil métallique, âme du profil, armatures et enrobage de béton entre les semelles.

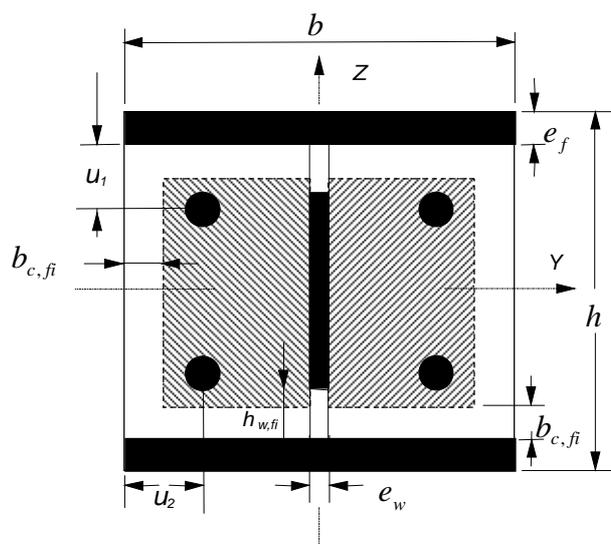


Figure 4.5 : Division de la section en plusieurs parties par la méthode simplifiée de l'EC4 [11].

Pour chacune de ces parties, la température au temps de résistance au feu demandé (R30, R60, R90 or R120) est calculée. Une résistance et un module d'élasticité réduits sont alors calculés en fonction de la température. Dans le modèle de calcul simple, les aires de l'âme du profilé métallique et de l'enrobage de béton sont réduits, leurs parties périphériques ($h_{w,fi}$ et $b_{c,fi}$) étant ignorées.

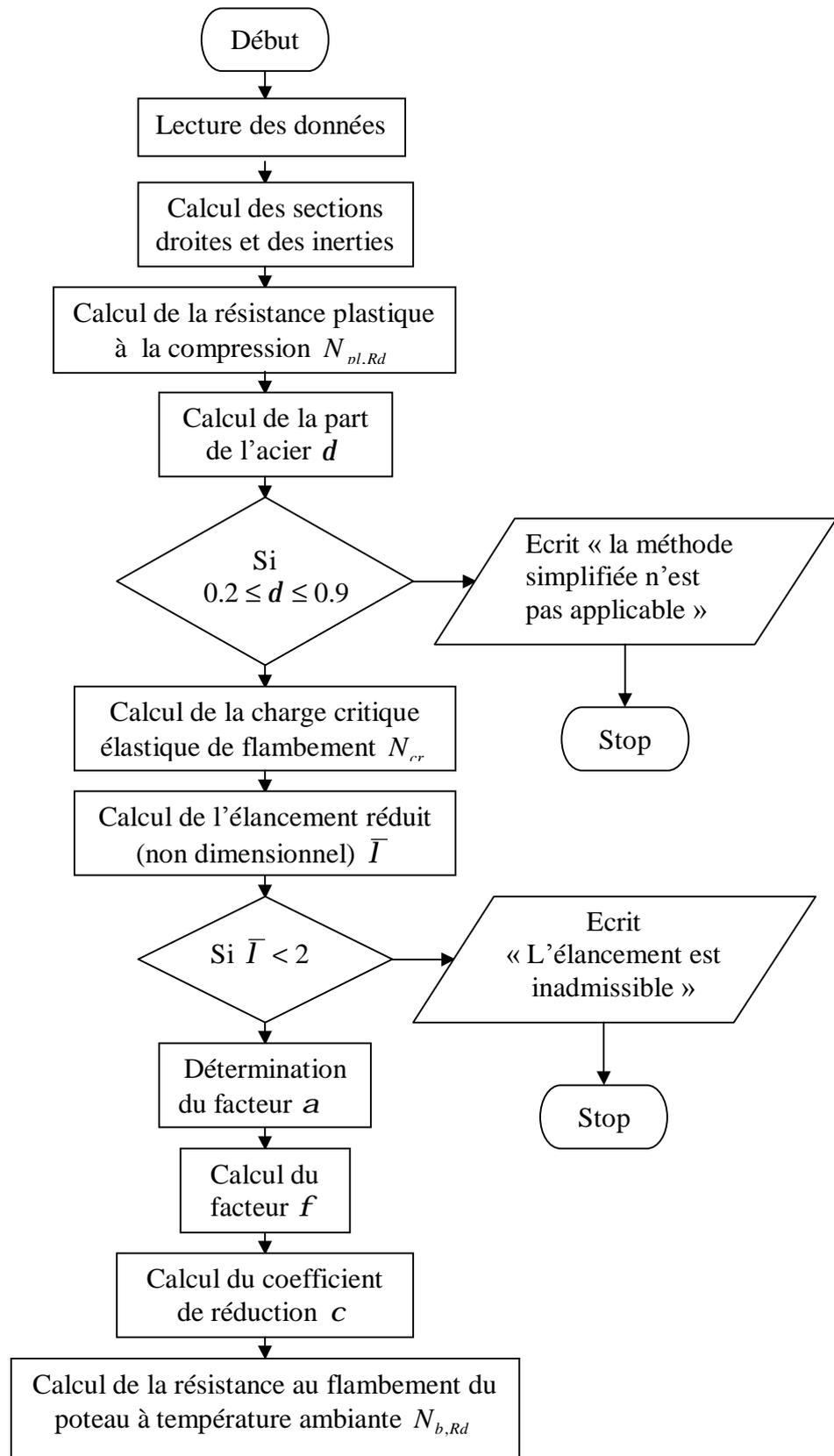
4.7 Organigramme de calcul de la résistance à l'incendie des poteaux mixtes

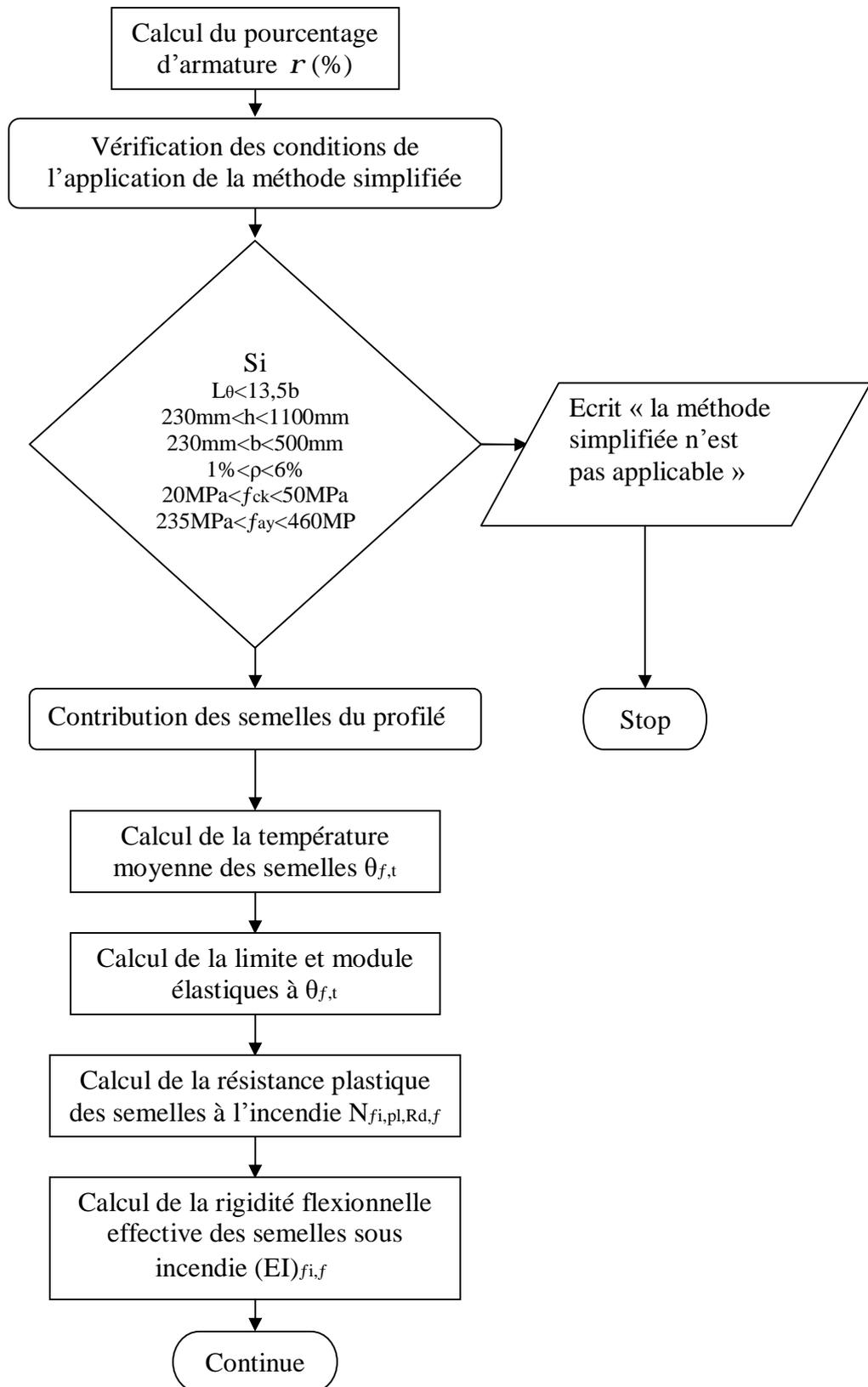
Comme nous l'avons déjà mentionné, un programme informatique a été créé à l'aide du logiciel de programmation (FORTRAN 90) afin de calculer les résistances à l'incendie des profils partiellement enrobés avec la méthode de calcul simplifié de l'EC4. Ce programme nous a permis d'exécuter des opérations de procédure très compliquée d'une façon précise en terme de calcul, et avec des erreurs relativement négligeables.

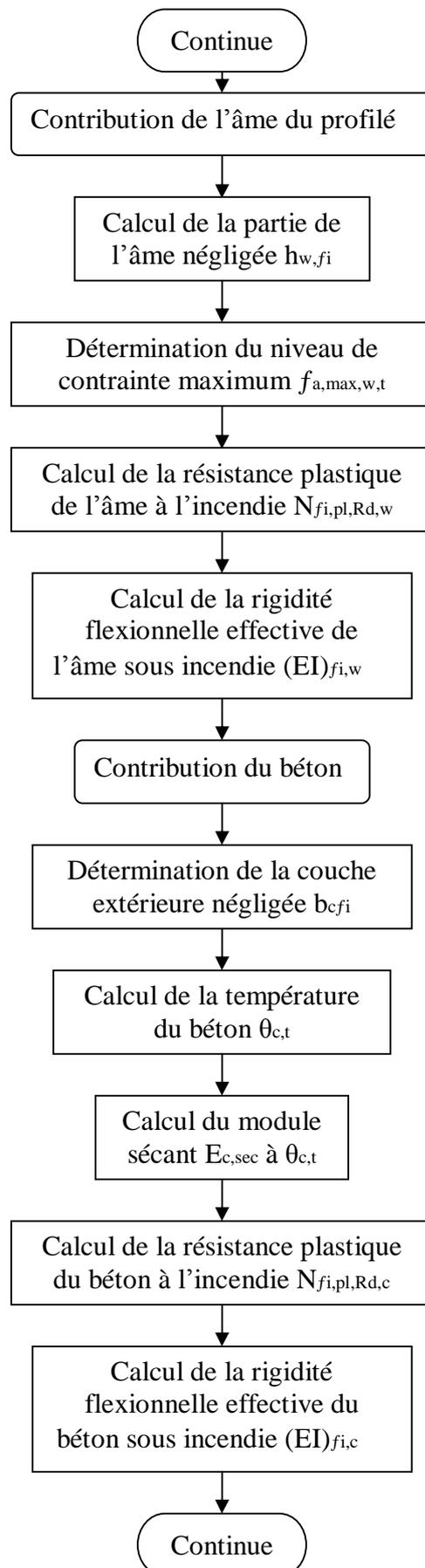
Dans ce programme le calcul est divisé en deux parties :

- un calcul de la résistance au flambement à température ambiante qui est prise en tant que résistance initiale dans le cas de l'incendie,
- un calcul de la résistance au flambement à l'incendie à n'importe quel temps de résistance demandé (R30, R60, R90, R120).

Le programme complet est représenté dans l'organigramme suivant :

Calcul de la résistance au flambement à température ambiante

Calcul de la résistance au flambement à l'incendie



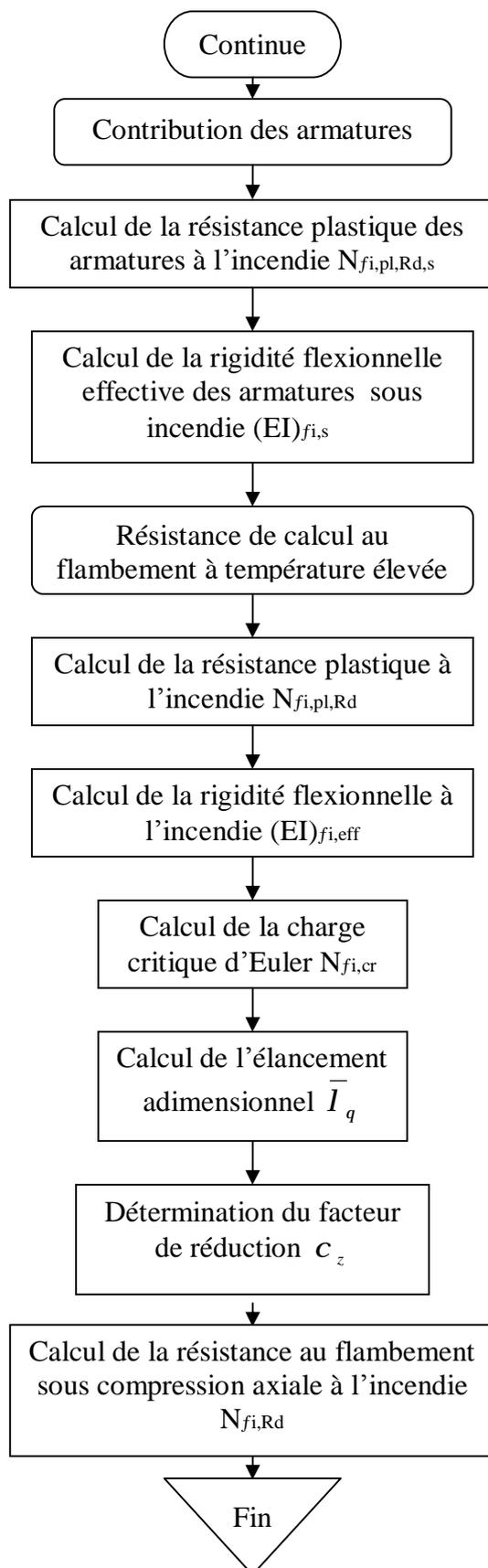


Figure 4.6 : Organigramme du programme de calcul.

4.8 Caractéristiques des poteaux

L'exécution du logiciel du calcul de la résistance des poteaux à température normale et à l'incendie, nécessite l'introduction des données et des caractéristiques géométriques et mécaniques des différents poteaux.

Le tableau 4.4 regroupe les données nécessaires des 29 poteaux étudiés, pour l'exécution du programme.

Tableau 4.4 : Caractéristiques des poteaux.

Poteau	HEA	h [mm]	b [mm]	e_f [mm]	e_w [mm]	r [%]	U_s [mm]	L_q [mm]	f_{ay} [MPa]	f_{sk} [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

4.9 Résultats et discussion

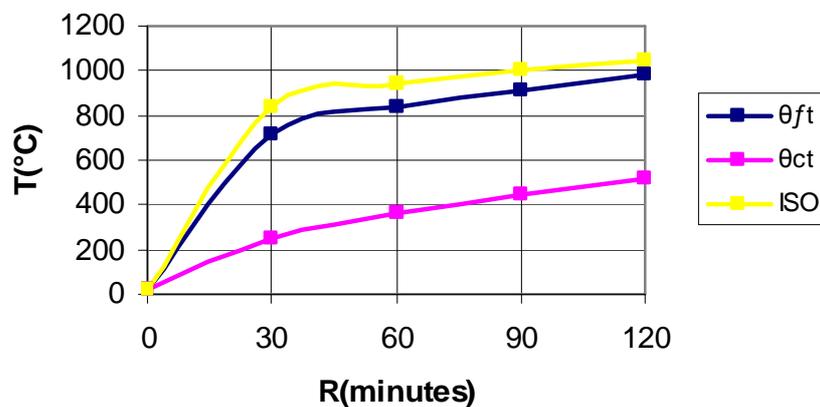
4.9.1 Variation de la température

Le tableau 4.5 regroupe les résultats de calcul de la température au niveau des semelles q_{ft} et du béton q_{ct} .

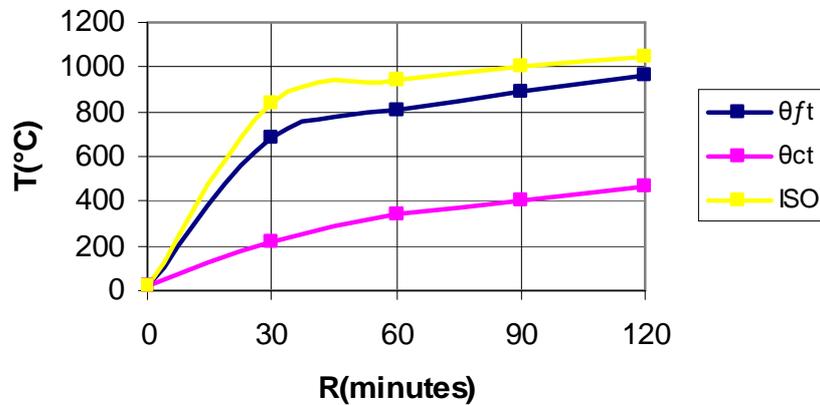
Tableau 4.5 : Températures des semelles et du béton dans les poteaux.

poteau	q_{ft} [°C]					q_{ct} [°C]				
	t=0	R30	R60	R90	R120	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-1	20	714	843	910	979	20	248	367	440	515
PE-2	20	681	809	888	963	20	219	338	406	465
PE-3	20	669	798	881	958	20	208	328	391	448
PE-4	20	652	781	870	949	20	193	313	366	423
PE-5	20	647	776	867	947	20	188	309	358	415
PE-6	20	669	798	881	958	20	208	328	391	448
PE-7	20	669	798	881	958	20	208	328	391	448
PE-8	20	669	798	881	958	20	208	328	391	448
PE-9	20	669	798	881	958	20	208	328	391	448
PE-10	20	647	776	867	947	20	188	309	358	415
PE-11	20	647	776	867	947	20	188	309	358	415
PE-12	20	647	776	867	947	20	188	309	358	415
PE-13	20	647	776	867	947	20	188	309	358	415
PE-14	20	652	781	870	949	20	193	313	366	423
PE-15	20	652	781	870	949	20	193	313	366	423
PE-16	20	652	781	870	949	20	193	313	366	423
PE-17	20	652	781	870	949	20	193	313	366	423
PE-18	20	681	809	888	963	20	219	338	406	465
PE-19	20	681	809	888	963	20	219	338	406	465
PE-20	20	681	809	888	963	20	219	338	406	465
PE-21	20	681	809	888	963	20	219	338	406	465
PE-22	20	681	809	888	963	20	219	338	406	465
PE-23	20	681	809	888	963	20	219	338	406	465
PE-24	20	681	809	888	963	20	219	338	406	465
PE-25	20	714	843	910	979	20	248	367	440	515
PE-26	20	714	843	910	979	20	248	367	440	515
PE-27	20	714	843	910	979	20	248	367	440	515
PE-28	20	714	843	910	979	20	248	367	440	515
PE-29	20	714	843	910	979	20	248	367	440	515

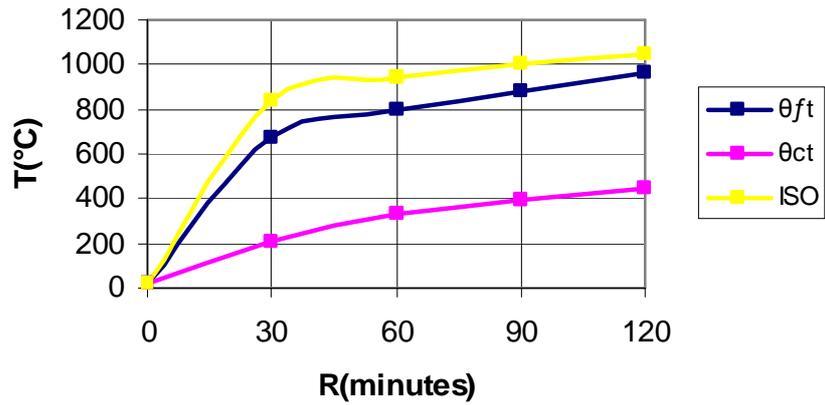
La figure 4.7 présente une comparaison directe entre le profil de la température des semelles et du béton, et la température du feu (ISO), en fonction du temps de résistance au feu normalisé (R).



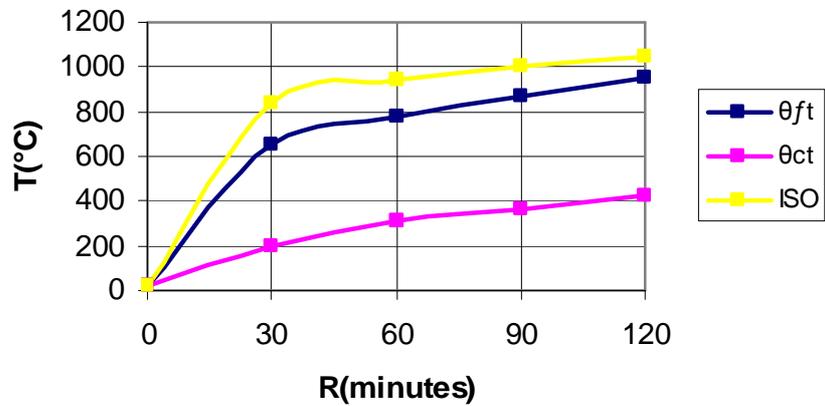
PE-1, PE-25, PE-26, PE-27, PE-28, PE-29



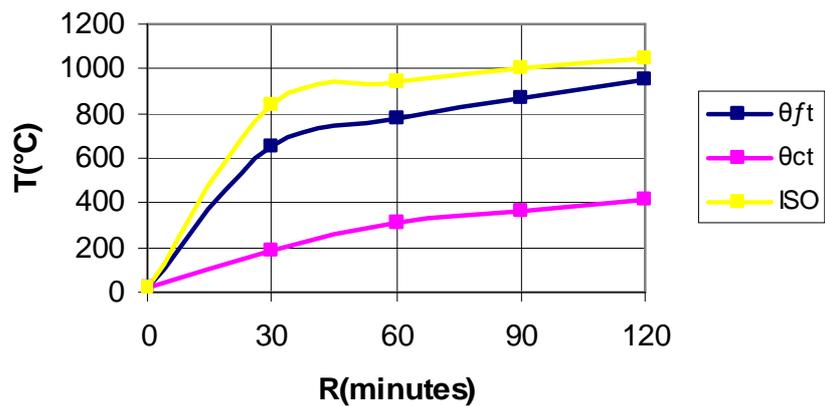
PE-2, PE-18, PE-19, PE-20, PE-21, PE-22, PE-23, PE-24



PE-3, PE-6, PE-7, PE-8, PE-9



PE-4, PE-14, PE-15, PE-16, PE-17



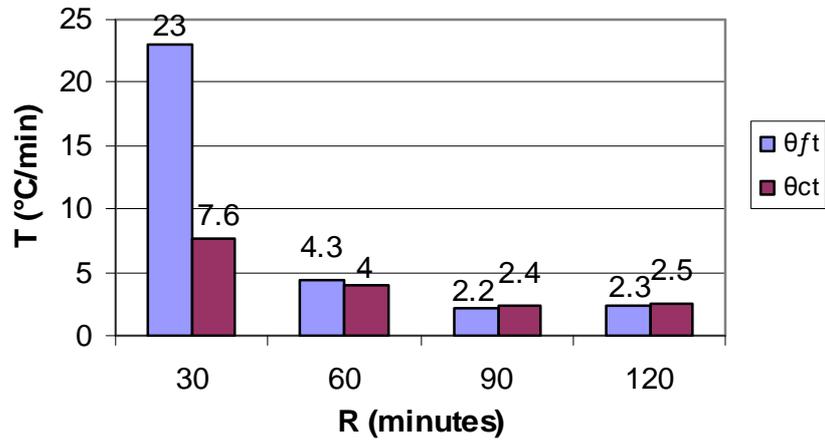
PE-5, PE-10, PE-11, PE-12, PE-13

Figure 4.7 : Variation de la température des semelles et du béton dans les différents poteaux.

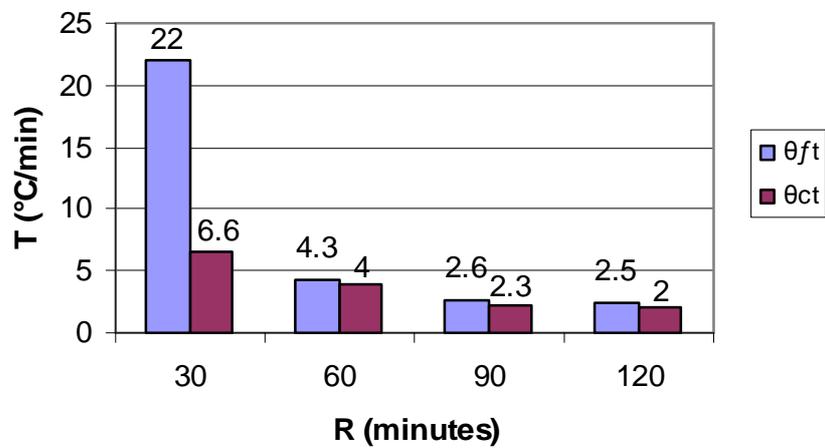
Cette figure indique que malgré l'exposition directe au feu des deux matériaux, la température du béton croît lentement comparativement à la température de l'acier, mais cette dernière croît presque de la même façon que la température du gaz. La différence est peut être due au fait que la conductivité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

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 ($f_{ay} = 235\text{MPa}$, $f_{ck} = 30\text{MPa}$) et le poteau PE-18 ($f_{ay} = 460\text{MPa}$, $f_{ck} = 20\text{MPa}$) ont les mêmes profils de température des semelles et du béton.

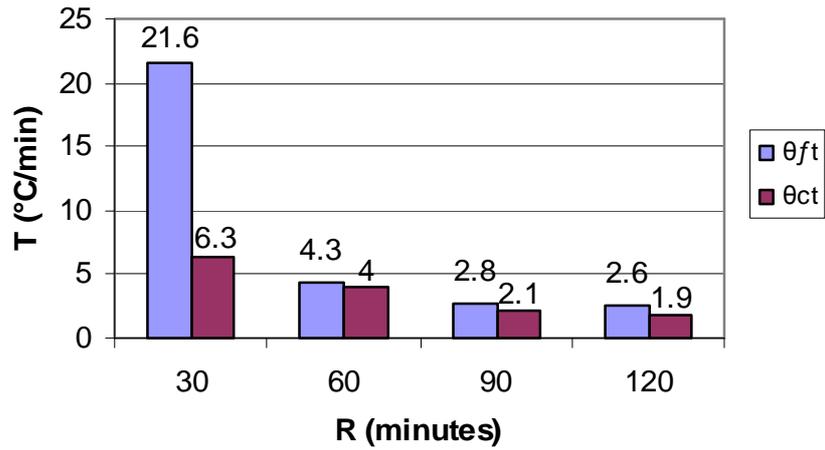
La figure 4.8 montre la variation du taux d'augmentation de la température dans les différentes sections, en fonction du temps normalisé (R).



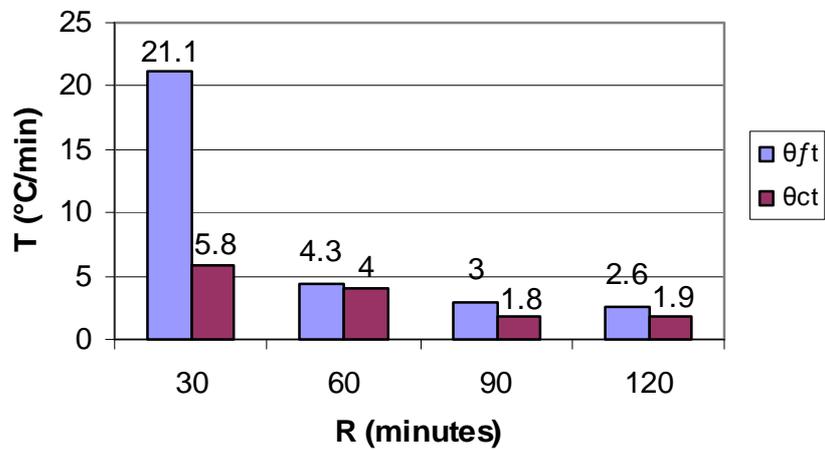
PE-1



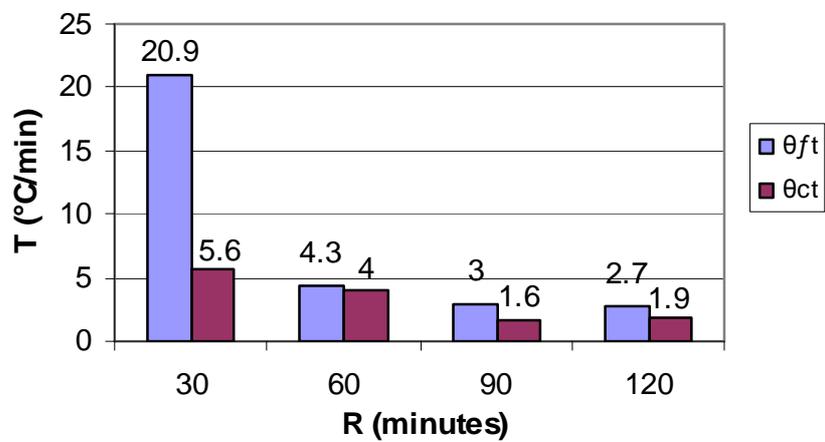
PE-2



PE-3



PE-4



PE-5

Figure 4.8 : Les incréments de la température de l'acier et du béton.

Durant les 30 premières minutes du feu, la température de l'acier s'élève rapidement jusqu'à 714°C dans les plus petites sections (PE-1, PE-25, PE-26, PE-27, PE-28, PE-29) avec un incrément de 23°C/min, et s'élève à 647°C dans les plus grandes sections (PE-5, PE-10, PE-11, PE-12, PE-13) avec un incrément 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 un incrément de 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.

Dans la deuxième demi heure, 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.

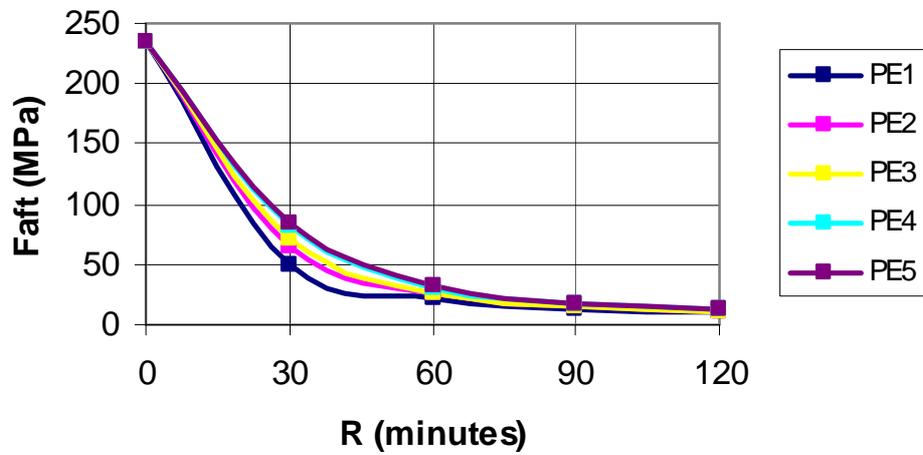
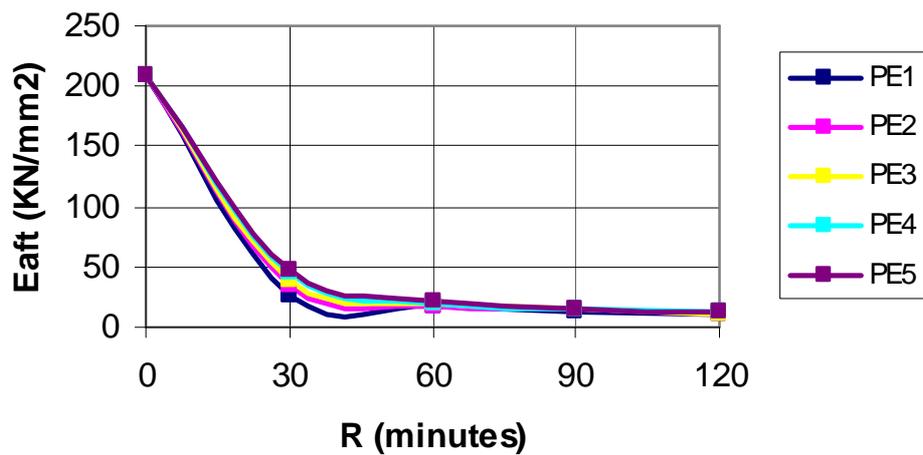
De 30 à 90 minutes les incréments de la température de l'acier et du béton diminuent en fonction du temps dans toutes les sections ; après 90 minutes les incréments continuent à diminuer dans l'acier et le béton des sections PE-2, PE-3, PE-4 et s'élèvent à nouveau dans la section PE-5.

4.9.2 Variation des caractéristiques mécaniques des matériaux

Le tableau 4.6 et la figure 4.9 présentent la détérioration 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).

Tableau 4.6 : Détérioration des résistances mécaniques des matériaux.

$f_{a,f,t}$ [MPa]	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-1	235	50	20.8	14	10
PE-2	235	65	25	15.5	11
PE-3	235	71	26	16	11
PE-4	235	81	31	18	12
PE-5	235	84	33	18	12
$E_{a,f,t}$ [KN / mm ²]	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-1	210	26	17	14	10
PE-2	210	34.5	18	15	11
PE-3	210	39	19	15	11.5
PE-4	210	45	20	15.5	12
PE-5	210	47	21	16	12
$f_{a,w,t}$ [MPa]	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-1	235	204	160	114	85
PE-2	235	211	178	147	131
PE-3	235	215	189	166	154
PE-4	235	219.5	199	182	173.5
PE-5	235	223.5	209	197	191
$f_{c,t}$ [MPa]	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-1	30	26	23.5	21	17
PE-2	30	27	24	22	19.5
PE-3	30	27	25	23	20
PE-4	30	27	25	23.5	21
PE-5	30	27	25	24	22

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

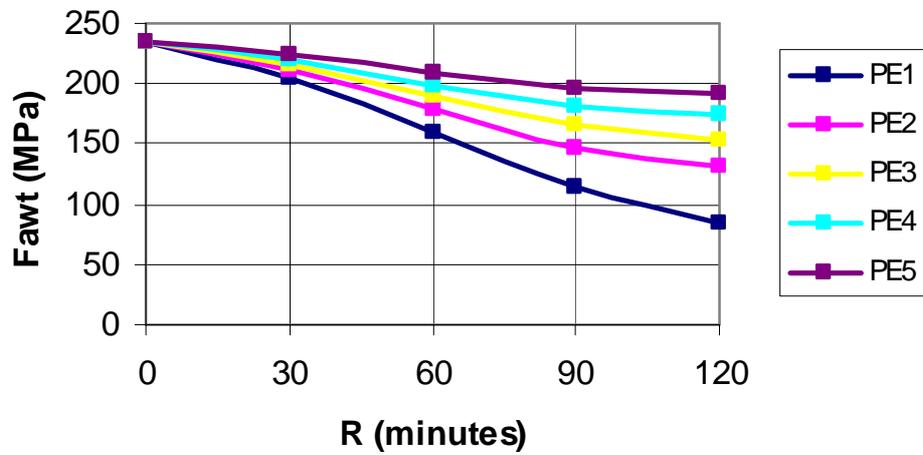
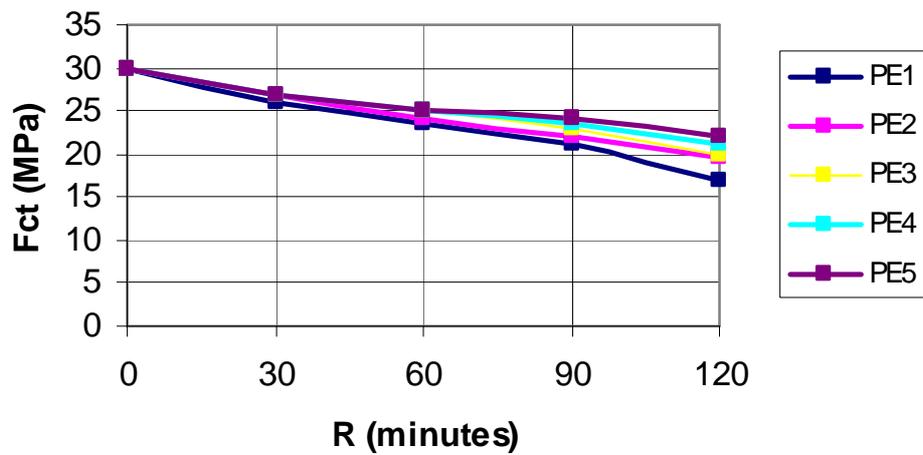
c) Limite d'élasticité de l'acier de l'âme ($f_{a,w,t}$)d) Résistance caractéristique du béton ($f_{c,t}$)

Figure 4.9 : Détérioration 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 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.

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

Afin de mettre en évidence l'intérêt de la section du poteau, nous avons alors étudié l'influence de la taille du profilé sur la résistance au feu des poteaux mixtes en profils partiellement enrobés ($N_{fi,Rd}$). Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau 4.7 et présentés par la figure 4.10.

Tableau 4.7 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la taille du profilé.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-1	2727	2032	1539	887	429
PE-2	4442	3490	2699	1685	949
PE-3	5616	4387	3391	2187	1318
PE-4	7796	6387	5030	3355	2168
PE-5	9869	7879	6301	4306	2897

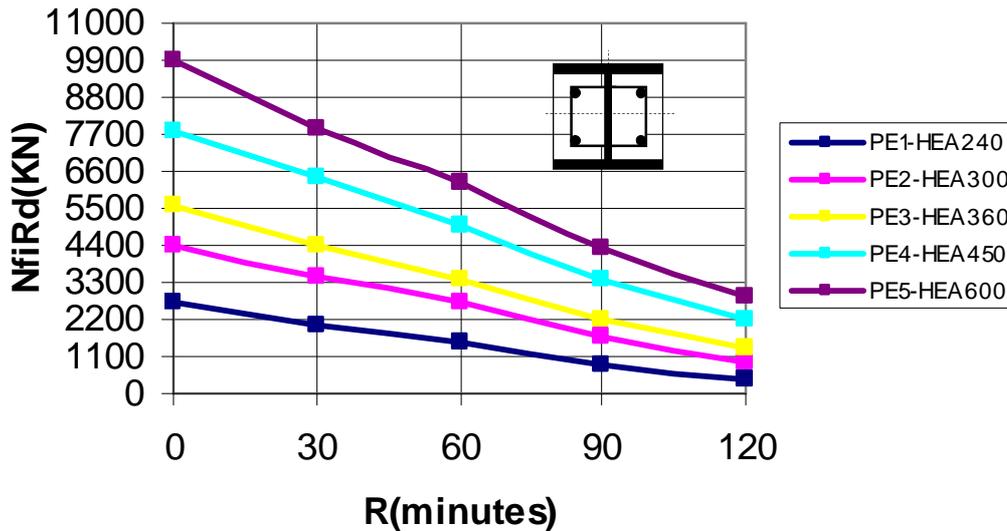


Figure 4.10 : Influence de la taille du profilé.

La figure 4.10 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 croit 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 [14] 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.

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

Pour mieux illustrer l'effet de la présence et la contribution des armatures dans la résistance au feu, le tableau 4.8 et la figure 4.11 présentent une comparaison directe entre les résistances des poteaux en profils partiellement enrobés avec différents taux d'armature (r).

Tableau 4.8 : Résistances au feu des poteaux en fonction du taux d'armature.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-6	4858	2711	1731	1132	768
PE-7	5303	3461	2415	1548	991
PE-8	5747	4143	3043	1920	1187
PE-9	6339	5015	3855	2393	1430

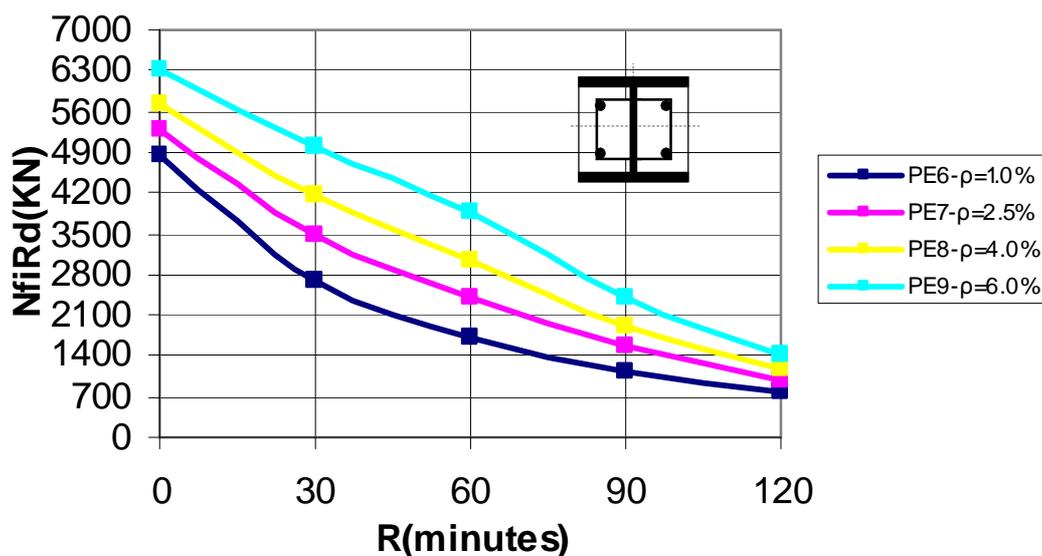


Figure 4.11 : Influence du taux d'armature.

La figure 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.

4.9.5 Influence de l'enrobage des armatures

Le tableau 4.9 et la figure 4.12 présentent l'effet de l'enrobage des armatures (U_s) sur la résistance au feu des poteaux mixtes en profils partiellement enrobés.

Tableau 4.9 : Résistances au feu des poteaux en fonction de l'enrobage des armatures.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-10	10328	4122	2308	1579	1197
PE-11	10328	6609	4534	2561	1930
PE-12	10328	6665	4857	3280	2252
PE-13	10328	6709	4976	3864	2684

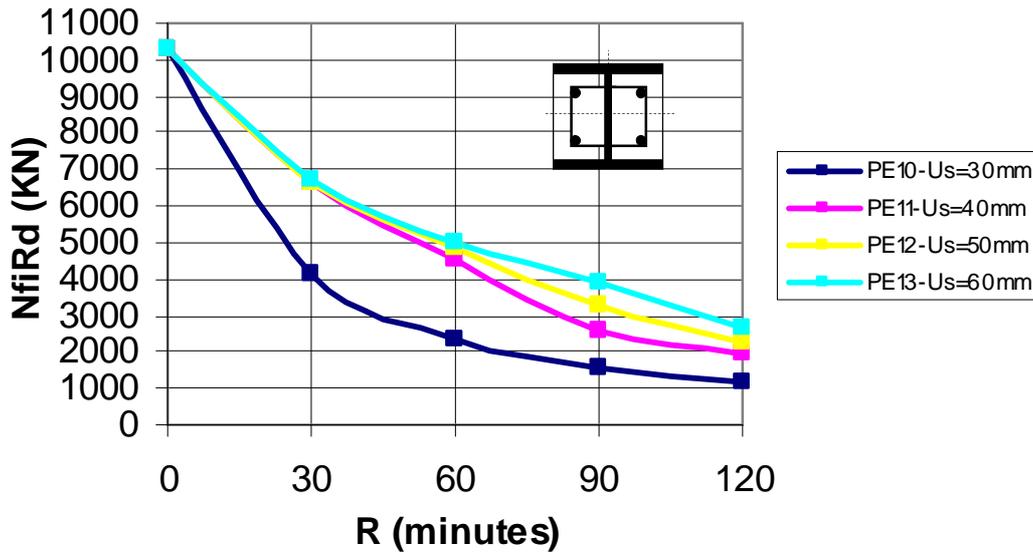


Figure 4.12 : Influence de l'enrobage des armatures.

La figure montre d'abord qu'à $t = 0$ (calcul à température normale), la résistance des poteaux ne varie pas avec le changement de l'enrobage des armatures, car la méthode EC4 ne tient pas compte de ce paramètre dans le calcul de la résistance à température normale de ce type de poteau.

Cependant, avec l'accroissement de la durée de feu (calcul à l'incendie), l'effet de l'enrobage des armatures apparaît, tel que son augmentation, donne une valeur importante (environ 0.7% jusqu'à 96%) de la résistance au feu par rapport à la valeur précédente. En passant du poteau PE-10 [$U_s=30\text{mm}$] au poteau PE-13 [$U_s=60\text{mm}$] (environ 100% de plus), l'augmentation pouvant atteindre 62.8% à 30 minutes, 115.6% à 60 minutes, 144.7% à 90 minutes, et environ 124% à 120 minutes de feu.

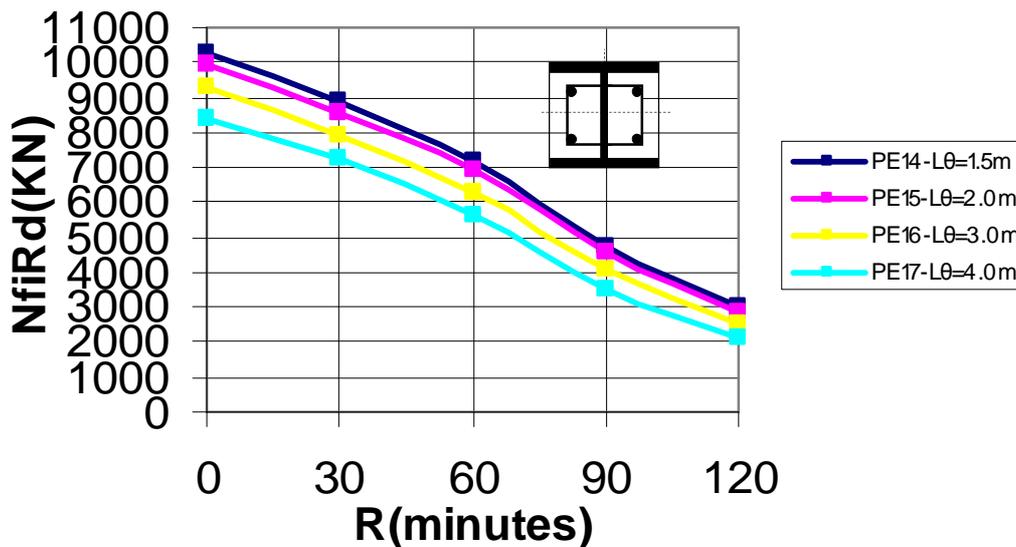
On constate donc que l'influence de l'enrobage des armatures est très importante sur la résistance au feu des poteaux, et cette influence devient encore plus importante avec le temps d'échauffement.

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

Le tableau 4.10 et la figure 4.13 montrent la variation de la résistance au feu des poteaux mixtes partiellement enrobés ($N_{fi,Rd}$), avec différentes longueurs de flambements (L_q).

Tableau 4.10 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la longueur de flambement.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-14	10302	8899	7182	4763	3016
PE-15	9981	8580	6886	4536	2858
PE-16	9278	7928	6272	4054	2518
PE-17	8414	7230	5602	3526	2144

**Figure 4.13 : Influence de la longueur de flambement.**

A partir de cette figure, 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 [$L_q=1.5m$] au poteau PE-17 [$L_q=4.0m$] (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.

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

Le tableau 4.11 résume les résultats de calcul, et la figure 4.14 montre l'effet de la nuance de l'acier de construction (f_{ay}) sur la résistance au feu des poteaux mixtes partiellement enrobés.

Tableau 4.11 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la nuance de l'acier de construction.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-18	3046	2440	1722	1040	598
PE-19	3212	2527	1762	1062	614
PE-20	3510	2693	1838	1104	646
PE-21	3843	2898	1933	1156	683

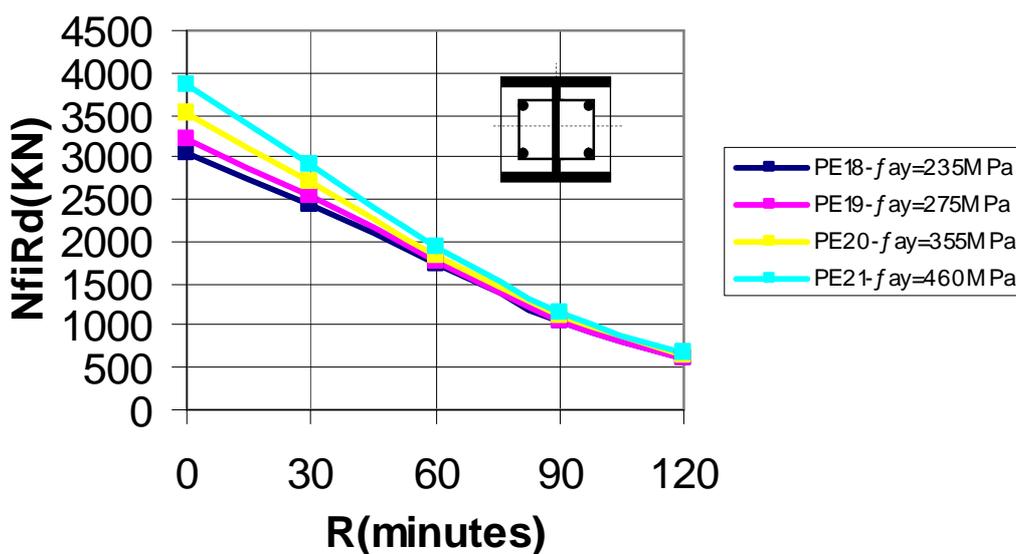


Figure 4.14 : Influence de la nuance de l'acier de construction.

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 [$f_{ay} = 235$ MPa] au poteau PE-21 [$f_{ay} = 460$ MPa] (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.

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

Le tableau 4.12 et la figure 4.15 permettent d'évaluer l'influence de la nuance de l'acier d'armature (f_{sk}) sur la résistance ultime au feu des poteaux mixtes en profils partiellement enrobés ($N_{fi,Rd}$).

Tableau 4.12 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la nuance de l'acier d'armature.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-22	4383	3061	2111	1420	844
PE-23	4488	3184	2227	1485	876
PE-24	4533	3236	2276	1513	890

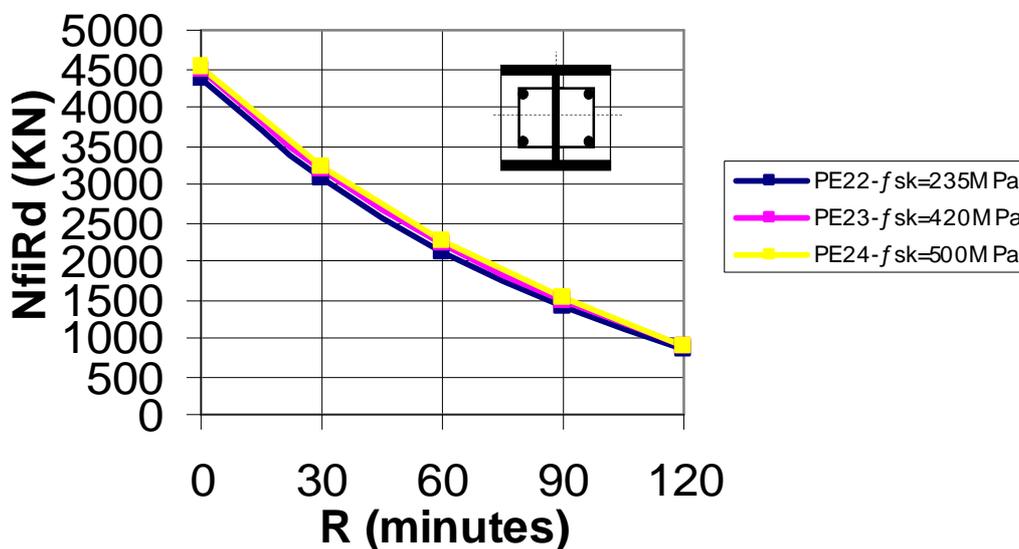


Figure 4.15 : Influence de la nuance de l'acier d'armature.

Les résultats de calcul 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 [$f_{sk}=235$ MPa] au poteau PE-24 [$f_{sk}=500$ 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.

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

Le tableau 4.13 et la figure 4.16 montrent 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%).

Tableau 4.13 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la résistance du béton.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PE-25	3613	2262	1619	929	485
PE-26	3691	2359	1685	967	497
PE-27	3768	2457	1751	1004	508
PE-28	3919	2650	1882	1077	532
PE-29	4062	2842	2010	1148	554

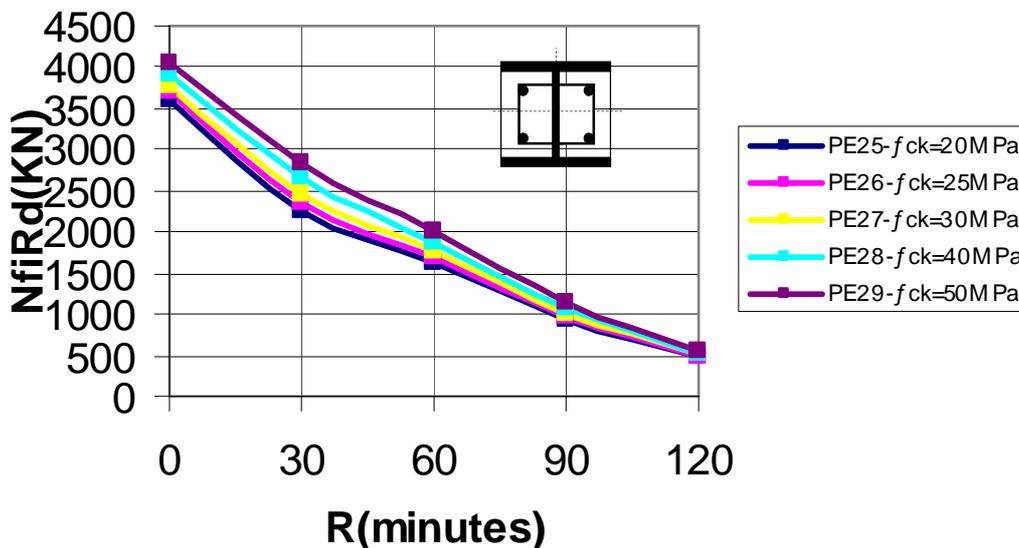


Figure 4.16 : Influence de la résistance du béton.

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.

4.10 Conclusion

L'intérêt du programme de calcul (FORTRAN 90) est la facilité et la rapidité que l'on peut avoir pour calculer les résistances à l'incendie des poteaux mixtes en profils métalliques partiellement enrobés, dans un laps de temps très court.

Les résultats obtenus à l'aide de l'utilisation de ce programme, 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 (q_{ft}) et du béton (q_{ct}), ainsi que leurs taux d'augmentation, et en deuxième temps d'évaluer la détérioration des caractéristiques mécaniques des matériaux sous condition de feu prolongé.

La mise au point du 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 ; cependant, après 30 minutes, elles croissent presque de la même façon, et d'une autre part qu'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 perd environ (25% à 45%) seulement.

La mise au point du programme de calcul a permis également de conduire une étude paramétrique qui indique que l'augmentation de la taille du profilé, donne une valeur très importante de la résistance au feu.

L'enrobage des armatures longitudinales et la variation de leur pourcentage, provoquent une augmentation importante de la résistance au feu des poteaux mixtes partiellement enrobés.

L'augmentation de la longueur de flambement n'apporte pas un plus à la résistance, au contraire, elle diminue modérément la résistance au feu des poteaux.

Pour 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.

CHAPITRE 5

ANALYSE DE LA RESISTANCE À L'INCENDIE DES POTEAUX MIXTES EN PROFILS CREUX REMPLIS DE BETON

5.1 Introduction

Pour la détermination de la résistance au feu des poteaux mixtes en tube creux remplis de béton, il n'existe pas une règle de calcul analytique simple ; c'est la raison pour laquelle un code de calcul appelé POTFIRE a été développé par le CTICM pour l'évaluation de la stabilité au feu des poteaux non protégés en profils creux remplis de béton (figure 5.1) sous conditions de feu normalisé de type ISO. Ce code est largement vérifié par rapport aux résultats des essais au feu normalisé [13].

Dans ce chapitre, nous allons estimer l'influence de quelques paramètres pouvant influencer le comportement de ce type de poteaux tels que : la dimension de la section (D ou b), l'épaisseur du tube d'acier (e), le taux d'armature (r), l'enrobage des armatures (U_s), la longueur de flambement (L_q), la résistance caractéristique du béton (f_{ck}), la nuance de l'acier de construction (f_{ay}) et la nuance de l'acier des armatures (f_{sk}) sur la résistance au flambement à l'incendie N_{fiRd} .

En deuxième partie, nous allons comparer les résistances résiduelles calculées par la méthode EC4 à celles calculées par une formule de la littérature [16].

Et enfin de chapitre, nous allons établir quelques abaques de calcul pour des poteaux mixtes en profils carrés et circulaires, avec la variation de quelques paramètres géométriques et mécaniques, afin de fournir aux utilisateurs un moyen de calcul direct et rapide.

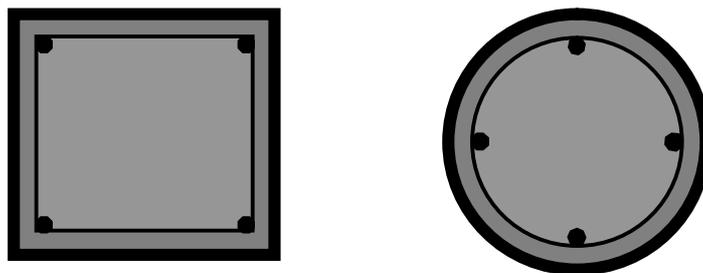


Figure 5.1 : Sections de poteaux étudiés

The screenshot shows the PotFire software interface with the following sections and values:

- Section:** Type de section: Circulaire; Dimensions du profil acier: Diamètre: 323.9 mm; Epaisseur de paroi: 6 mm.
- Caractéristiques des matériaux:** Limite d'élasticité du profil acier: 355 N/mm²; Limite d'élasticité des armatures: 500 N/mm²; Résistance à la compression du béton (cylindre à 28 jours): 30 N/mm².
- Excentricité de la charge:** Excentricité ⊥ à l'axe de flambement: 0 mm.
- Armatures:** Par nb d'armatures (selected); Armatures : nb: 0; Enrobage de béton de l'axe des armatures: (empty); Soit: (empty) %.
- Longueur de flambement:** Longueur: 3 m.
- Calcul de:** Charge ultime (selected); Durée de résistance au feu: 30 min.
- Résultat:** Elancement réduit; Charge ultime: kN.

Figure 5.2 : Fenêtre du logiciel POTFIRE [25].

5.2 Description du logiciel POTFIRE

Le logiciel POTFIRE est un outil développé par le CTICM en 1992. Il est fondé sur les règles de l'annexe G de la partie 1-2 de l'EC4 [11].

Il permet soit d'évaluer la durée de résistance au feu des poteaux creux remplis de béton non protégés, soit d'évaluer leur charge ultime (charge de ruine) après une certaine durée d'échauffement selon l'incendie conventionnel (feu ISO).

Les dimensions de l'élément, le pourcentage d'armature, la longueur de flambement et la résistance du béton doivent se situer dans les limites fixées règlementairement (tableau 5.1)

Tableau 5.1 : Domaine d'application de POTFIRE [25].

Limite basse	aspect	Limite haute
140mm	Diamètre ou coté	400mm
0%	Pourcentage d'armature	5%
0	Longueur de flambement	4.5m
C20/25	Classe du béton	C40/50
0min	Degré de résistance au feu	120min

Le nombre d'armature sera soit 0, 4 ou 8 et sera disposé symétriquement. Pour les profils circulaires le nombre d'armatures peut varier de 4 à 12 par pas de 2.

5.3 Approche de calcul utilisée dans la mise au point du logiciel POTFIRE

La méthode utilisée par POTFIRE est basée sur la méthode française du DTU consacré au calcul du comportement au feu des poteaux mixtes (acier - béton), qui fait l'objet également de l'annexe G de l'Eurocode 4. C'est une méthode par sommation qui utilise des équations pour déterminer le champ de température et la résistance résiduelle de profils creux mixtes soumis à un incendie conventionnel.

5.3.1 Propriétés thermiques des matériaux

5.3.1.1 L'Acier

- Conductivité thermique ($W/m^{\circ}K$) :

$$I_a = -0,0329q + 54,7 \quad \text{pour } 0^{\circ}C \leq \theta \leq 750^{\circ}C$$

$$I_a = 30. \quad \text{pour } 750^{\circ}C \leq \theta$$

- Chaleur spécifique ($J/kg^{\circ}K$) :

$$C_a = 473 + 20,1 \times 10^{-3}q + 38,1 \times 10^{-6}q^2$$

5.3.1.2 Le béton

- Conductivité thermique (W/m°K) :

$$I_b = 1,628 - 0,14 \left(\frac{q}{100} \right) \quad \text{pour } 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 500^\circ\text{C}$$

$$I_b = 0,928 - 0,07 \left(\frac{q}{100} \right) \quad \text{pour } 500^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1000^\circ\text{C}$$

- Chaleur spécifique (J/kg°K) :

$$C_b = 921,1$$

5.3.2 Propriétés mécaniques des matériaux**5.3.2.1 L'Acier**

- Limite d'élasticité du profil métallique :

$$\frac{f_{ay,q}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} = 1,0 + q / (900 \log_e(q / 1750)) \quad \text{pour } 0^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$\frac{f_{ay,q}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} = (340 - 0,34q) / (q - 240) \quad \text{pour } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1000^\circ\text{C}$$

- Module d'Young du profil métallique :

$$\frac{E_{a,q}}{E_{a,20^\circ\text{C}}} = 1,0 + q / (2000 \log_e(q / 1100)) \quad \text{pour } 0^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$\frac{E_{a,q}}{E_{a,20^\circ\text{C}}} = (690 - 0,69q) / (q - 53,5) \quad \text{pour } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1000^\circ\text{C}$$

- Limite d'élasticité du profil métallique et module d'Young des aciers d'armature :

Températures θ_s [°C]	0	400	580	750
$\frac{E_{s,\theta}}{E_{s,20^\circ\text{C}}}$ or $\frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$	1	1	0,15	0

- Lois contrainte/déformation :

$$\frac{s_{a,q}}{f_{ay,q}} = -0,06 + 1,416 \left[\frac{E_{a,q} \cdot e_{a,q}}{f_{ay,q}} \right] - 0,651 \left[\frac{E_{a,q} \cdot e_{a,q}}{f_{ay,q}} \right]^2 + 0,103 \left[\frac{E_{a,q} \cdot e_{a,q}}{f_{ay,q}} \right]^3 \leq 1$$

$$\frac{E_{a,q,s}}{E_{a,q}} = 1,416 - 1,302 \left[\frac{E_{a,q} \cdot e_{a,q}}{f_{ay,q}} \right] + 0,309 \left[\frac{E_{a,q} \cdot e_{a,q}}{f_{ay,q}} \right]^2 \quad \left(\frac{E_{a,q,s}}{E_{a,q}} = 0 \quad \text{si} \quad \frac{s_{a,q}}{f_{ay,q}} = 1 \right)$$

5.3.2.2 Le béton

- Résistance à la compression :

$$\frac{f_{bc}(q)}{f_{bc}(20^\circ\text{C})} = 1,0 \quad \text{pour } 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 250^\circ\text{C}$$

$$\frac{f_{bc}(q)}{f_{bc}(20^\circ\text{C})} = 1,3929 - 1,5714 \times 10^{-3} q \quad \text{pour } 250^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$\frac{f_{bc}(q)}{f_{bc}(20^\circ\text{C})} = 1,125 - 1,125 \times 10^{-3} q \quad \text{pour } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1000^\circ\text{C}$$

- Module tangent :

$$\frac{E_b(q)}{E_b(20^\circ\text{C})} = 1,0 \quad \text{pour } 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 50^\circ\text{C}$$

$$\frac{E_b(q)}{E_b(20^\circ\text{C})} = 1,1667 - 3,3333 \times 10^{-3} q \quad \text{pour } 50^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$\frac{E_b(q)}{E_b(20^\circ\text{C})} = 0,85 - 1,75 \times 10^{-3} q \quad \text{pour } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$\frac{E_b(q)}{E_b(20^\circ\text{C})} = 0,35 - 5 \times 10^{-4} q \quad \text{pour } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$\frac{E_b(q)}{E_b(20^\circ\text{C})} = 0,05 \quad \text{pour } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1000^\circ\text{C}$$

5.3.3 Calcul de la charge de ruine, $N_{fi,Rd}$

La charge de ruine ($N_{fi,Rd}$) est calculée au moyen de la méthode de Guyaux-Janss [25]. Les calculs suivants sont ainsi effectués par POTFIRE.

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \cdot [\Sigma(E_{a,\theta} \cdot I_a) + \Sigma(E_{c,\theta} \cdot I_c) + \Sigma(E_{s,\theta} \cdot I_s)] / l_f^2 \pi^2 [E_{a,\theta,\sigma} \cdot I_a + E_{c,\theta,\sigma} \cdot I_c + E_{s,\theta,\sigma} \cdot I_s] / l_\theta^2$$

$$N_{fi,pl,Rd} = \frac{\sum(A_a \cdot \sigma_{a,\theta})}{\gamma_{M,fi,a}} + \frac{\sum(A_c \cdot \sigma_{c,\theta})}{\gamma_{M,fi,c}} \\ + \frac{\sum(A_s \cdot \sigma_{s,\theta})}{\gamma_{M,fi,s}} \frac{A_a \sigma_{a,\theta}}{\gamma_{M,fi,a}} + \frac{A_c \sigma_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} + \frac{A_s \sigma_{s,\theta}}{\gamma_{M,fi,s}}$$

où :

$N_{fi,cr}$ est la charge critique de flambement d'Euler,

$N_{fi,pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale de la section complète,

l_θ est la longueur de flambement en situation d'incendie,

$E_{i,\theta,\sigma}$ est le module tangent déduit de la relation contrainte-déformation pour le matériau i à la température θ , et pour une contrainte $\sigma_{i,\theta}$,

I_i est le moment d'inertie de la section du matériau i par rapport à l'axe principal d'inertie y ou z de la section mixte,

A_i est l'aire de la section transversale du matériau i ,

$\sigma_{i,\theta}$ est la contrainte dans le matériau i à la température θ ,

$E_{i,\theta,\sigma}$, I_i et $A_i \sigma_{i,\theta}$ doivent être calculés en sommant toutes les aires élémentaires $dy \cdot dz$ avec le champ de températures θ après une durée d'incendie t .

Les valeurs de $E_{i,t}$ et $\sigma_{i,t}$ à utiliser sont telles que :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon$$

où ε est la déformation axiale du poteau et,

ε_i est la déformation axiale du matériau i de la section.

La charge de ruine $N_{fi,Rd}$ est obtenue lorsque :

$$N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} (= N_{fi,Rd})$$

5.3.4 Facteurs partiels de sécurité pour les propriétés mécaniques

POTFIRE utilise les valeurs des coefficients partiels de sécurité proposés dans l'Eurocode 4 Part 1.2 [11] :

$$\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = 1.0 \quad \text{and} \quad \gamma_{M,fi,c} = 1.0$$

Les différents pays européens ont déjà élaboré des Documents d'Application Nationale et les valeurs finales retenues pour les coefficients partiels de sécurité peuvent être différentes des valeurs définies par l'Eurocode 4. Dans ce cas l'utilisation de POTFIRE peut se faire en modifiant, en conséquence, les valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques des matériaux.

5.4 Analyse des poteaux mixtes en profils creux carrés remplis de béton

Dans cette étude, 34 poteaux en profils carrés (PCA) ont été analysés sous compression axiale à l'incendie, avec la variation de différents paramètres influençant la résistance au feu de ce type de poteaux, et dont les dimensions sont prises des catalogues règlementaires des produits sidérurgiques [26].

Les poteaux étudiés sont constitués de quatre barres principales avec différents diamètres afin d'obtenir différents pourcentage d'armature (figure 5.3)

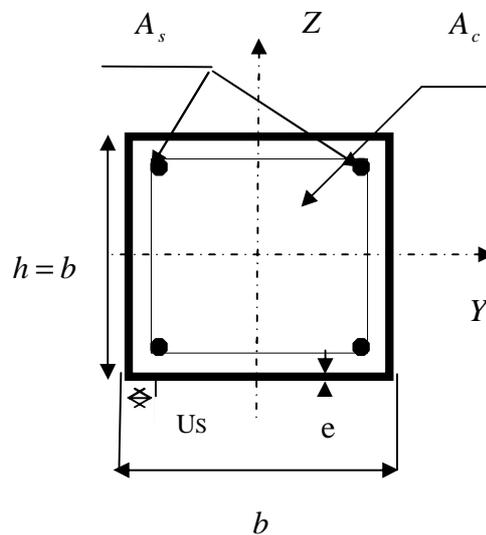


Figure 5.3 : Profil creux carré rempli de béton.

5.4.1 Caractéristiques des poteaux

Le tableau 5.2 résume les dimensions des différentes sections et les propriétés des matériaux des 34 poteaux étudiés.

Tableau 5.2 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des profils carrés.

Poteau	b [mm]	e [mm]	r [%]	U_s [mm]	L_0 [m]	f_{ay} [MPa]	f_{sk} [MPa]	f_{ck} [MPa]
PCA-1	150	4.5	5.0	40	3.0	275	500	30
PCA-2	180	4.5	5.0	40	3.0	275	500	30
PCA-3	200	4.5	5.0	40	3.0	275	500	30
PCA-4	350	4.5	5.0	40	3.0	275	500	30
PCA-5	200	4.5	2.5	40	2.0	235	500	40
PCA-6	200	6.3	2.5	40	2.0	235	500	40
PCA-7	200	7.1	2.5	40	2.0	235	500	40
PCA-8	200	10	2.5	40	2.0	235	500	40
PCA-9	350	10	0.0	40	4.5	355	500	35
PCA-10	350	10	1.0	40	4.5	355	500	35
PCA-11	350	10	2.5	40	4.5	355	500	35
PCA-12	350	10	4.0	40	4.5	355	500	35
PCA-13	350	10	5.0	40	4.5	355	500	35
PCA-14	350	6.3	4.0	30	3.0	275	500	30
PCA-15	350	6.3	4.0	40	3.0	275	500	30
PCA-16	350	6.3	4.0	50	3.0	275	500	30
PCA-17	350	6.3	4.0	60	3.0	275	500	30
PCA-18	150	4.5	2.0	40	1.0	460	500	25
PCA-19	150	4.5	2.0	40	2.0	460	500	25
PCA-20	150	4.5	2.0	40	3.0	460	500	25
PCA-21	150	4.5	2.0	40	4.0	460	500	25
PCA-22	150	4.5	2.0	40	4.5	460	500	25
PCA-23	180	6.3	5.0	40	2.0	235	500	40
PCA-24	180	6.3	5.0	40	2.0	275	500	40
PCA-25	180	6.3	5.0	40	2.0	355	500	40
PCA-26	180	6.3	5.0	40	2.0	460	500	40
PCA-27	200	4.5	2.5	40	2.0	235	235	25
PCA-28	200	4.5	2.5	40	2.0	235	420	25
PCA-29	200	4.5	2.5	40	2.0	235	500	25
PCA-30	150	4.5	4.0	40	1.0	355	500	20
PCA-31	150	4.5	4.0	40	1.0	355	500	25
PCA-32	150	4.5	4.0	40	1.0	355	500	30
PCA-33	150	4.5	4.0	40	1.0	355	500	35
PCA-34	150	4.5	4.0	40	1.0	355	500	40

5.4.2 Résultats et discussion

5.4.2.1 Influence de la largeur du tube sur la résistance au feu des poteaux

Afin de mettre en évidence l'intérêt de la section du poteau, nous avons alors étudié l'influence de la largeur de la section (b) sur la résistance au feu des poteaux mixtes en profils carrés ($N_{fi,Rd}$). Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la largeur du tube.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-1	1358	512	184	43	19
PCA-2	2002	958	479	125	54
PCA-3	2481	1354	761	263	100
PCA-4	7484	5867	4530	3271	2233

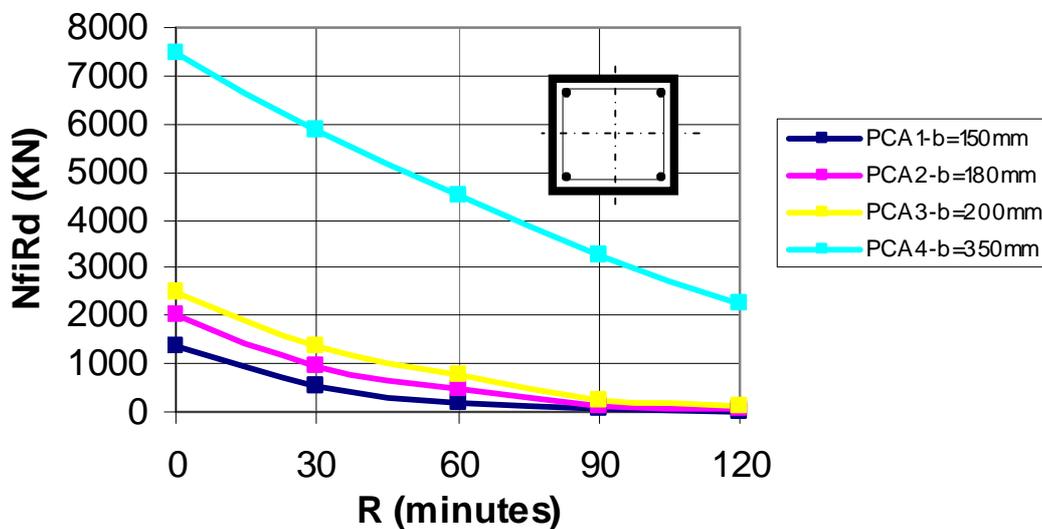


Figure 5.4 : Influence de la largeur du tube.

La figure 5.4 qui montre l'influence de la dimension transversale du tube sur la résistance au feu des profils carrés en fonction du temps de résistance au feu normalisé (R), indique que l'augmentation de la largeur du profil, donne une valeur importante (environ 41.37% jusqu'à 2133%) de la résistance au feu par rapport à la valeur précédente. En passant du poteau PCA-1 [$b = 150\text{mm}$] au poteau PCA-4 [$b = 350\text{mm}$] (environ 133% de plus), l'augmentation

pouvant atteindre 1045.89% à 30 minutes, 2361.95% à 60 minutes, 7506.97% à 90 minutes, et 11652.63% à 120 minutes de feu, pour une épaisseur du tube constante.

On constate donc que la dimension de la section influe considérablement sur la résistance au feu des profils carrés, et cette influence devient encore plus importante avec la durée de feu.

Cette importante élévation de la résistance des poteaux est principalement due au fait qu'en augmentant la dimension de la section, la température va transférer lentement à l'intérieur de la section, donc une section plus large offre plus d'aire à température basse qui peut contribuer à la résistance. Cela a été déjà prouvé par l'analyse numérique de Zha [23] qui indique que l'augmentation de la taille du poteau a pour conséquence une augmentation significative de la résistance au feu.

5.4.2.2 Influence de l'épaisseur du tube sur la résistance au feu des poteaux

Le tableau 5.4 et la figure 5.5 permettent d'évaluer l'influence de l'épaisseur du tube d'acier (e) sur la résistance ultime au feu des poteaux mixtes en profils carrés ($N_{fi,Rd}$), en fonction du temps de résistance au feu normalisé (R).

Tableau 5.4 : Résistances au feu des poteaux en fonction de l'épaisseur du tube.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-5	2536	1513	877	374	185
PCA-6	2783	1589	357	357	172
PCA-7	2891	1610	349	349	166
PCA-8	3275	1804	319	319	147

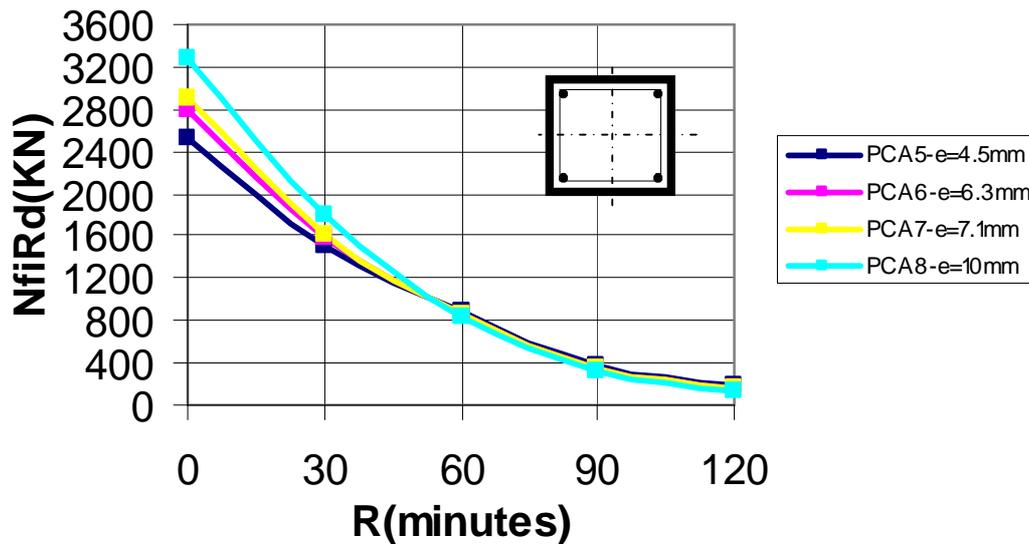


Figure 5.5 : Influence de l'épaisseur du tube.

Les résultats de calcul montrent que durant la première heure du feu, lorsque l'on varie l'épaisseur du tube, la résistance au feu des poteaux varie, telle que pour une augmentation de l'épaisseur d'environ 122% en passant du poteau PCA-5 [$e = 4.5\text{mm}$] à PCA-8 [$e = 10\text{mm}$], provoque une augmentation de la résistance pouvant atteindre 19.23% à 30 minutes de feu.

Après une heure de feu, la résistance décroît progressivement aux environs de 4.44% à 60 minutes, 14.7% à 90 minutes, et de l'ordre de 20.5% à 120 minutes, avec l'augmentation de l'épaisseur du tube.

L'augmentation de la résistance au feu pendant la première heure peut être due au fait que dans les premiers temps d'échauffement, la capacité portante du poteau dépend beaucoup plus du tube, qui à son tour contribue en grande partie à la résistance durant cette phase. Cependant la diminution de la résistance après une heure de feu résulte du fait qu'en augmentant l'épaisseur du tube la section du béton diminue ; en passant d'une épaisseur de 4.5mm à 10mm, la section du béton baisse d'environ 5.5% et la résistance au feu des poteaux baisse d'environ 4.4% jusqu'à 20.5% selon la durée de feu (figure 5.6), et comme la section du béton contribue en grande partie à la résistance durant cette phase, sa diminution implique une diminution de la résistance de l'ensemble. Donc l'augmentation de l'épaisseur du tube a comme conséquence la diminution de la résistance au feu des poteaux.

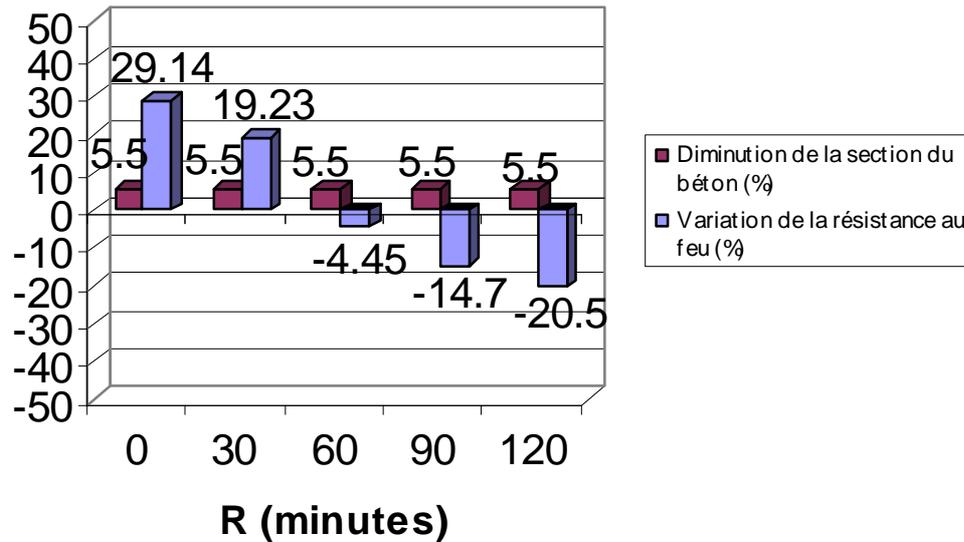


Figure 5.6 : Variation de la résistance au feu en fonction de la variation de la section du béton.

Pour cela une heure de feu semble constituer un maximum au delà duquel les profils creux, en général, perdent leur efficacité.

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

Pour mieux illustrer l'effet de la présence et la contribution des armatures dans la résistance au feu, le tableau 5.5 et la figure 5.7 présentent une comparaison directe entre les résistances des poteaux en profils carrés avec différents taux d'armature (r).

Tableau 5.5 : Résistances au feu des poteaux en fonction du taux d'armature.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-9	8041	4991	2505	1634	1155
PCA-10	8436	5378	2897	1882	1289
PCA-11	9035	5965	3482	2246	1483
PCA-12	9641	6565	4066	2604	1672
PCA-13	10049	6970	4456	2842	1796

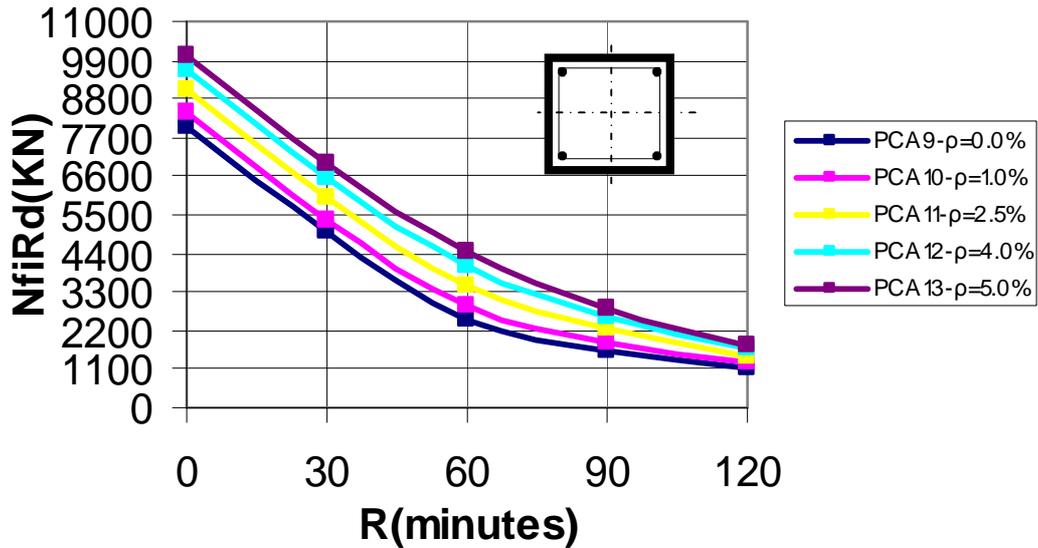


Figure 5.7 : Influence du taux d'armature.

La figure nous renseigne sur l'augmentation du pourcentage d'armature (ou augmentation de la section d'armature) qui donne une valeur importante de la résistance au feu par rapport à la valeur précédente. En passant du poteau rempli de béton non armé PCA-9 au poteau PCA-10 [$r = 1\%$], l'augmentation peut atteindre 7.75% à 30 minutes, 15.65% à 60 minutes, et environ 11.6% à 120 minutes de feu. De même en passant du poteau PCA-10 au poteau PCA-13 [$r = 5\%$] (environ 400% de plus), les deux courbes s'éloignent de plus en plus avec la durée du feu jusqu'à ce que la durée de feu dépasse une heure pour qu'elles se rapprochent à nouveau. L'augmentation est de l'ordre de 29.6% à 30 minutes, 53.8% à 60 minutes, 51% à 90 minutes, et environ 39.33% à 120 minutes de feu.

L'effet des armatures qui devient plus apparent après 30 minutes de feu, confirme que durant cette période (après une demi heure) le béton commence à résister à une plus grande partie de la charge appliquée, puisque l'addition des armatures renforce le béton et fournit le confinement nécessaire au noyau.

Les résultats nous permettent donc de prendre en compte la section des armatures longitudinales pour améliorer la résistance au feu. D'ailleurs, plusieurs études ont démontré que la résistance au feu est augmentée avec l'ajout d'armatures longitudinales.

5.4.2.4 Influence de l'enrobage des armatures

Le tableau 5.6 et la figure 5.8 présentent les résultats de calcul de l'effet de l'enrobage des armatures (U_s) sur la résistance au feu des poteaux mixtes en profils creux carrés remplis de béton.

Tableau 5.6 : Résistances au feu des poteaux en fonction de l'enrobage des armatures.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-14	7560	5588	3577	2358	1654
PCA-15	7508	5536	4122	2969	2080
PCA-16	7458	5495	4436	3290	2492
PCA-17	7411	5438	4374	3716	2817

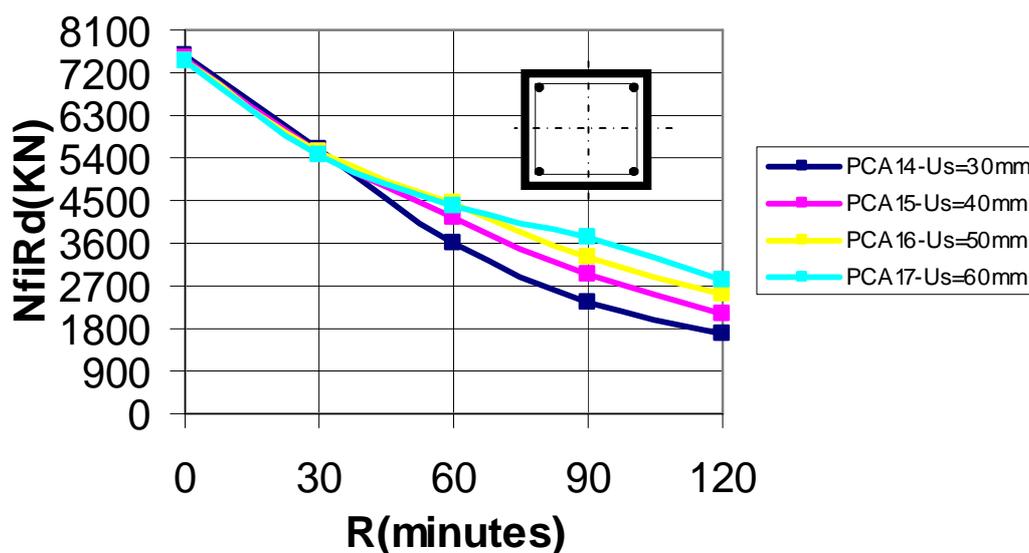


Figure 5.8 : Influence de l'enrobage des armatures.

La figure montre que durant les 30 premières minutes, l'augmentation de l'enrobage des armatures aura pour conséquence la diminution de la résistance au feu. En passant du poteau PCA-14 [$U_s=30$ mm] au poteau PCA-17 [$U_s=60$ mm], la diminution de la résistance sera de l'ordre 2.68% à 30 minutes d'incendie. On peut remarquer aussi qu'à température ambiante, l'augmentation de l'enrobage semble affecter négativement les résistances comme le montre le tableau 5.6.

Après 30 minutes de feu, l'effet de l'enrobage devient positif sur la résistance au feu des poteaux, et croit ainsi avec le temps d'exposition au feu ; pour cela le taux d'augmentation est de l'ordre de 22.28% à 60 minutes, 57.5% à 90 minutes, et 70.31% à 120 minutes d'incendie. On constate donc que l'enrobage des armatures est important vis-à-vis de la résistance au feu des poteaux, puisque la diminution de cette dernière durant les 30 premières minutes, reste négligeable devant l'importante augmentation de la résistance au feu avec l'accroissement de l'enrobage.

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

Le tableau 5.7 et la figure 5.9 montrent la variation de la résistance au feu des poteaux carrés ($N_{fi,Rd}$), avec différentes longueurs de flambements (L_q). Il faut remarquer que la longueur de flambement est obtenue en considérant le poteau encasté et se situe au rez-de-chaussée ; sa longueur est donc égal à $L_{fi,cr} = 0,5.L$.

Tableau 5.7 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la longueur de flambement.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-18	1829	746	270	77	40
PCA-19	1681	626	201	56	25
PCA-20	1439	489	148	39	16
PCA-21	1167	371	109	27	11
PCA-22	1035	323	94	23	10

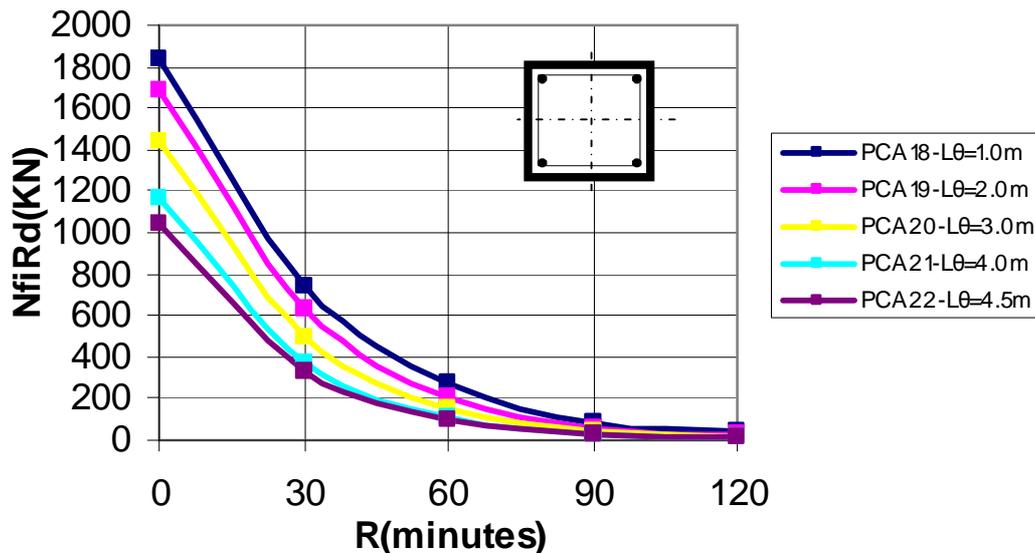


Figure 5.9 : Influence de la longueur de flambement.

L'accroissement de la longueur de flambement fait diminuer la résistance au feu des poteaux (d'environ 9.09% jusqu'à 37.5%) par rapport à la valeur précédente. En passant du poteau PCA-18 [$L_q=1.0\text{m}$] au poteau PCA-22 [$L_q=4.5\text{m}$] (environ 350% de plus), la diminution pouvant atteindre 56.7% à 30 minutes, 65% à 60 minutes, 70.1% à 90 minutes, et environ 75% à 120 minutes de feu.

Il est donc clair que le changement de la longueur de flambement n'apporte pas un plus à la résistance, au contraire, il diminue significativement la résistance au feu des profils creux carrés remplis de béton, ceci est valable pour les longueurs qu'on a étudié sachant que les deux premières longueurs (1.0m et 2.0m) ont été prises uniquement pour besoin de comparaison. Le logiciel utilisé ne peut pas aller plus loin avec les longueurs et se limite à un maximum de 4.5m.

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

Le tableau 5.8 résume les résultats de calcul, et la figure 5.10 montre l'effet de la nuance d'acier de construction (f_{ay}) sur la résistance au feu des poteaux carrés.

Tableau 5.8 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la nuance de l'acier de construction.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-23	2527	1388	728	214	98
PCA-24	2697	1443	734	214	98
PCA-25	3037	1584	766	216	98
PCA-26	3462	1749	807	224	98

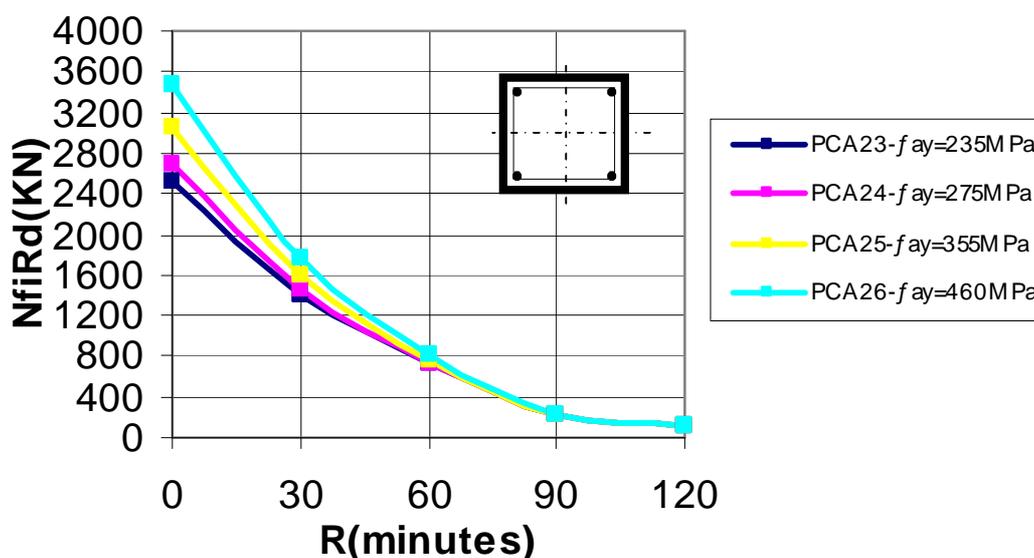


Figure 5.10 : Influence de la nuance de l'acier de construction.

L'augmentation de la nuance de l'acier provoque un léger accroissement (allant jusqu'à 10.41%) par rapport à la valeur précédente de la résistance au feu. En passant du poteau PCA-23 [$f_{ay} = 235$ MPa] au poteau PCA-26 [$f_{ay} = 460$ MPa] (environ 95.7% de plus), la résistance au feu augmente d'environ 26% à 30 minutes et 10.85% à 60 minutes ; tandis que cette augmentation diminue avec le temps jusqu'à la deuxième heure ou aucune influence n'est enregistrée.

Cela est peut être due au fait que le tube d'acier perd presque son efficacité, et ne contribue pas à la résistance durant cette période, quel que soit l'acier utilisé. En effet, on peut remarquer qu'à température ambiante la nuance d'acier a une influence non négligeable. .

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

Le tableau 5.9 et la figure 5.11 nous permettent d'estimer l'influence de la nuance de l'acier d'armature (f_{sk}) sur la résistance ultime au feu des poteaux mixtes en profils carrés ($N_{fi,Rd}$).

Tableau 5.9 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la nuance de l'acier d'armature.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-27	1890	950	483	212	113
PCA-28	1989	1101	623	251	118
PCA-29	2014	1152	673	267	120

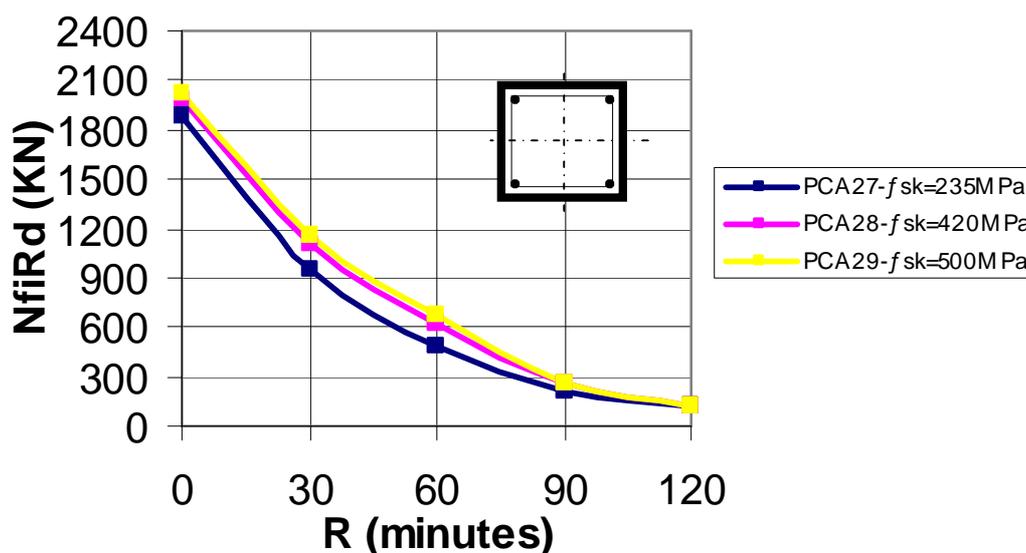


Figure 5.11 : Influence de la nuance de l'acier d'armature.

Les résultats de calcul montrent que durant la première heure, l'effet de la nuance de l'acier d'armature croît avec le temps. En passant du poteau PCA-27 [$f_{sk}=235$ MPa] au poteau PCA-29 [$f_{sk}=500$ MPa] (environ 112.8% de plus), l'augmentation de la résistance peut atteindre 21.26% à 30 minutes et 39.34% à 60 minutes. Cependant cet effet décroît à nouveau après une heure de feu, et sera de l'ordre de 25.9% à 90 minutes et 6.2% à 120 minutes de feu.

On constate donc que l'effet de la nuance de l'acier des armatures s'avère peu important durant la première heure, puis devient de plus en plus faible jusqu'à ce qu'il devienne négligeable après deux heures de feu. Ceci rejoint les conclusions du paragraphe précédent.

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

Le tableau 5.10 et la figure 5.12 montrent l'influence de la résistance du béton (f_{ck}) sur la résistance au feu des poteaux ($N_{fi,Rd}$), la variation de la résistance du béton provoque une augmentation des valeurs de la résistance au feu qui peuvent atteindre 5.25% à 25.8%.

Tableau 5.10 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la résistance du béton.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-30	1653	791	335	72	31
PCA-31	1745	857	361	83	39
PCA-32	1838	923	381	94	46
PCA-33	1930	988	401	106	54
PCA-34	2022	1045	420	117	62

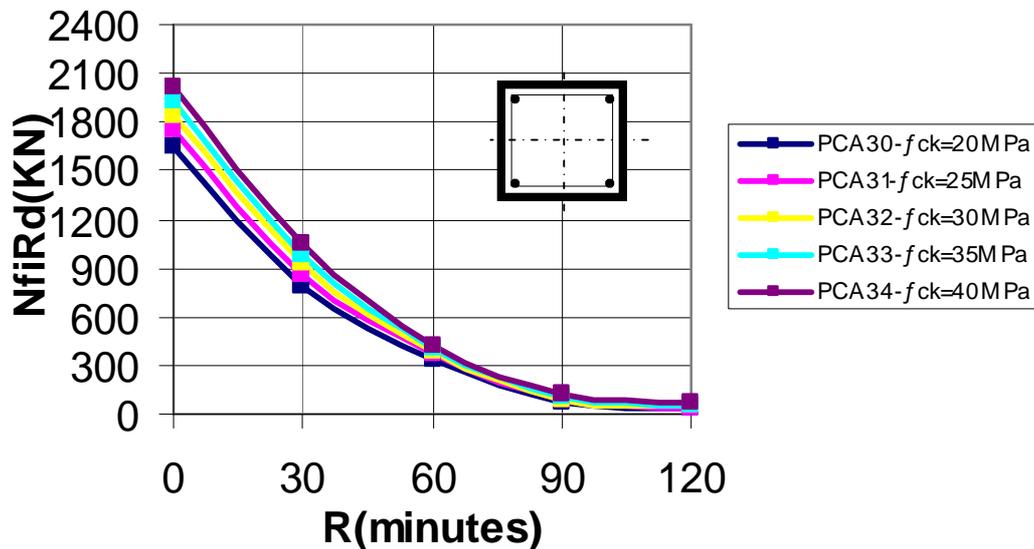


Figure 5.12 : Influence de la résistance du béton sur la résistance au feu des poteaux

En passant du poteau PCA-30 [$f_{ck} = 20\text{MPa}$] au poteau PCA-34 [$f_{ck} = 40\text{MPa}$] (environ 100% de plus), la résistance au feu croit d'environ 32.1% à 30 minutes, 25.4% à 60 minutes, 62.5% à 90 minutes, et de l'ordre de 100% à 120 minutes de feu.

5.5 Poteaux mixtes en profils creux circulaires remplis de béton

Dans cette étude, 34 poteaux en profils circulaires (PCI) ont été également analysés sous compression axiale à l'incendie, avec la variation de différents paramètres influençant la résistance au feu de ce type de poteaux.

Afin de comparer les résistances des profils carrés à celles des profils circulaires, les dimensions sont cette fois ci choisies de manière à obtenir des sections comparables aux sections carrées (du point de vue de l'aire de la section), qui ne sont pas prises dans les catalogues des produits sidérurgiques, autrement dit se sont des profils soudés (PRS) et non pas des profils laminés.

Comme dans le cas des profils carrés, les poteaux étudiés sont constitués de quatre barres principales avec différents diamètres (figure 5.13).

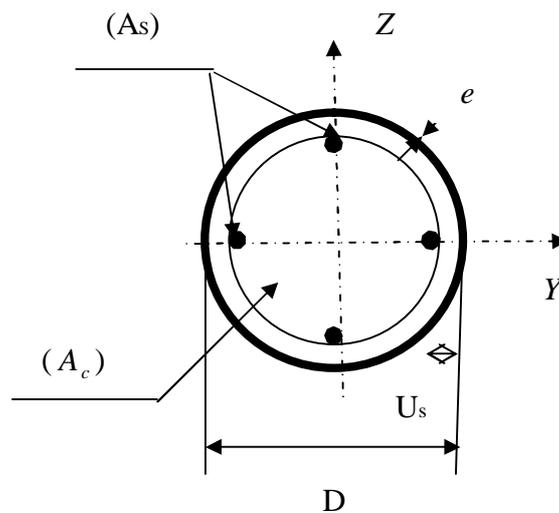


Figure 5.13 : Profil creux circulaire rempli de béton.

5.5.1 Caractéristiques des poteaux

Le tableau 5.11 résume les dimensions des différentes sections et les propriétés des matériaux des 34 poteaux étudiés.

Tableau 5.11 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des profils circulaires.

Poteau	D [mm]	e [mm]	r [%]	U_s [mm]	L_0 [m]	f_{ay} [MPa]	f_{sk} [MPa]	f_{ck} [MPa]
PCI-1	169.3	4.5	5.0	40	3.0	275	500	30
PCI-2	203.16	4.5	5.0	40	3.0	275	500	30
PCI-3	225.73	4.5	5.0	40	3.0	275	500	30
PCI-4	395.03	4.5	5.0	40	3.0	275	500	30
PCI-5	225.73	4.5	2.5	40	2.0	235	500	40
PCI-6	225.73	6.3	2.5	40	2.0	235	500	40
PCI-7	225.73	7.1	2.5	40	2.0	235	500	40
PCI-8	225.73	10	2.5	40	2.0	235	500	40
PCI-9	395.03	10	0.0	40	4.5	355	500	35
PCI-10	395.03	10	1.0	40	4.5	355	500	35
PCI-11	395.03	10	2.5	40	4.5	355	500	35
PCI-12	395.03	10	4.0	40	4.5	355	500	35
PCI-13	395.03	10	5.0	40	4.5	355	500	35
PCI-14	395.03	6.3	4.0	30	3.0	275	500	30
PCI-15	395.03	6.3	4.0	40	3.0	275	500	30
PCI-16	395.03	6.3	4.0	50	3.0	275	500	30
PCI-17	395.03	6.3	4.0	60	3.0	275	500	30
PCI-18	169.3	4.5	2.0	40	1.0	460	500	25
PCI-19	169.3	4.5	2.0	40	2.0	460	500	25
PCI-20	169.3	4.5	2.0	40	3.0	460	500	25
PCI-21	169.3	4.5	2.0	40	4.0	460	500	25
PCI-22	169.3	4.5	2.0	40	4.5	460	500	25
PCI-23	203.16	6.3	5.0	40	2.0	235	500	40
PCI-24	203.16	6.3	5.0	40	2.0	275	500	40
PCI-25	203.16	6.3	5.0	40	2.0	355	500	40
PCI-26	203.16	6.3	5.0	40	2.0	460	500	40
PCI-27	225.73	4.5	2.5	40	2.0	235	235	25
PCI-28	225.73	4.5	2.5	40	2.0	235	420	25
PCI-29	225.73	4.5	2.5	40	2.0	235	500	25
PCI-30	169.3	4.5	4.0	40	1.0	355	500	20
PCI-31	169.3	4.5	4.0	40	1.0	355	500	25
PCI-32	169.3	4.5	4.0	40	1.0	355	500	30
PCI-33	169.3	4.5	4.0	40	1.0	355	500	35
PCI-34	169.3	4.5	4.0	40	1.0	355	500	40

5.5.2 Résultats et discussion

5.5.2.1 Influence du diamètre du tube sur la résistance au feu des poteaux

Le tableau 5.12 et la figure 5.14 montrent l'influence du diamètre de la section (D) sur la résistance au feu des poteaux mixtes en profils circulaires ($N_{fi,Rd}$).

Tableau 5.12 : Résistances au feu des poteaux en fonction du diamètre du tube.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCI-1	1290	524	210	50	21
PCI-2	1919	984	578	140	64
PCI-3	2388	1383	947	294	129
PCI-4	7288	5863	5162	3891	2356

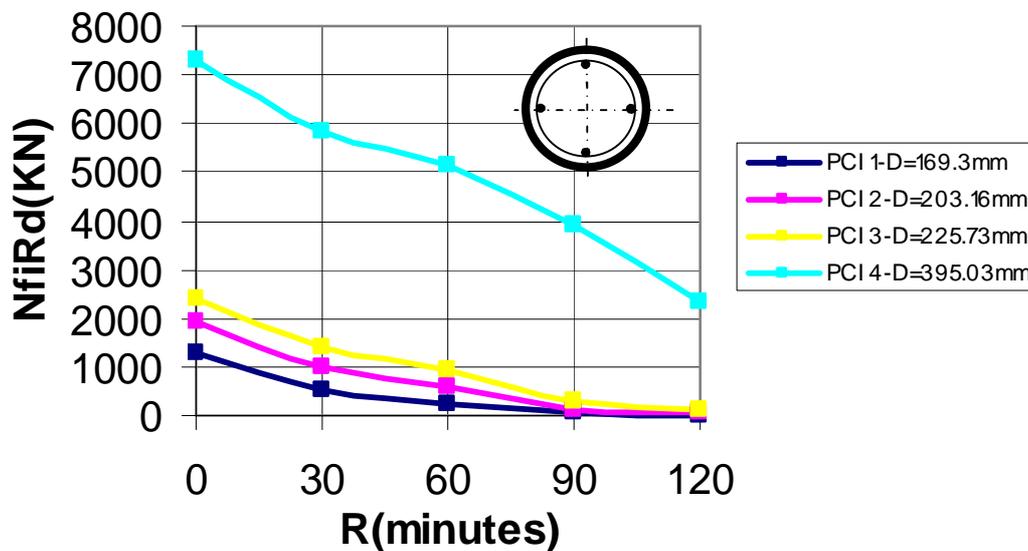


Figure 5.14 : Influence du diamètre du tube.

Les résultats de calcul indiquent que l'augmentation du diamètre de la section, donne une valeur importante (environ 40.55% jusqu'à 1726.35%) de la résistance au feu par rapport à la valeur précédente. En passant du poteau PCI-1 [D=169.3mm] au poteau PCI-4 [D=395.03mm] (environ 133% de plus), l'augmentation pouvant atteindre 1018.89% à 30 minutes, 2358.09% à 60 minutes, 7682% à 90 minutes, et 11119.05% à 120 minutes de feu.

On constate donc que comme dans le cas des profils carrés, le diamètre de la section influe considérablement sur la résistance au feu des profils circulaires, et cette influence devient encore plus prononcée et beaucoup plus importante durant les dernières parties d'échauffement.

5.5.2.2 Influence de l'épaisseur du tube sur la résistance au feu des poteaux

Le tableau 5.13 et la figure 5.15 permettent d'évaluer l'influence de l'épaisseur du tube d'acier (e) sur la résistance ultime au feu des poteaux mixtes en profils circulaires ($N_{fi,Rd}$).

Tableau 5.13 : Résistances au feu des poteaux en fonction de l'épaisseur du tube.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCI-5	2463	1554	1030	429	222
PCI-6	2683	1607	998	407	207
PCI-7	2780	1633	984	397	201
PCI-8	3124	1775	935	364	179

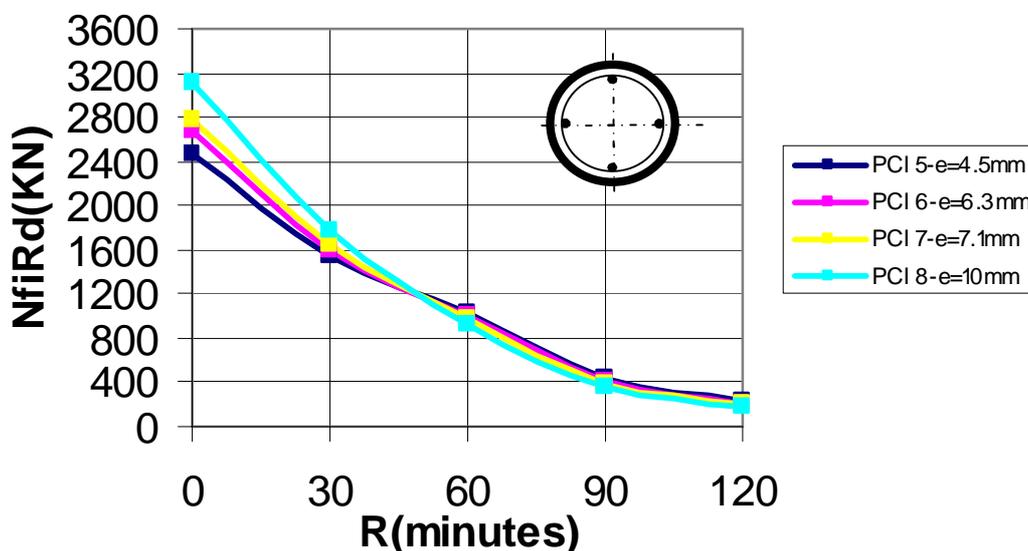


Figure 5.15 : Influence de l'épaisseur du tube.

On remarque que l'augmentation de l'épaisseur du tube a pour conséquence augmentation de la résistance au feu des poteaux mais seulement dans la première heure d'incendie, telle

que pour une augmentation de l'épaisseur d'environ 122% en passant du poteau PCI-5 [$e = 4.5\text{mm}$] à PCI-8 [$e = 10\text{mm}$], provoque une augmentation de la résistance pouvant atteindre 14.22% à 30 minutes de feu.

Après une heure de feu l'augmentation de l'épaisseur du tube devient négative sur la résistance de l'ensemble, autrement dit en augmentant l'épaisseur du tube, la résistance des poteaux diminue progressivement aux environs de 9.22% 60 minutes, 15.15% à 90 minutes, et de l'ordre de 19.36% à 120 minutes, avec l'augmentation de l'épaisseur du tube.

Cela a été déjà prouvé dans l'analyse numérique de Zha [23] qui a également constaté que des poteaux de grand diamètre avec des tubes en acier relativement minces peuvent être prévus pour maintenir plus de leur résistance à la compression en présence du feu, que de plus petits poteaux avec des tubes plus épais.

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

Le tableau 5.14 et la figure 5.16 présentent une comparaison directe entre les résistances au feu des poteaux en profils circulaires avec différents taux d'armature (r).

Tableau 5.14 : Résistances au feu des poteaux en fonction du taux d'armature.

poteau	$N_{fi,Rd} [KN]$				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCI-9	7583	4826	2603	1828	1332
PCI-10	7961	5210	3043	2192	1479
PCI-11	8545	5794	3699	2716	1686
PCI-12	9150	6389	4360	3227	1884
PCI-13	9557	6793	4801	3563	2013

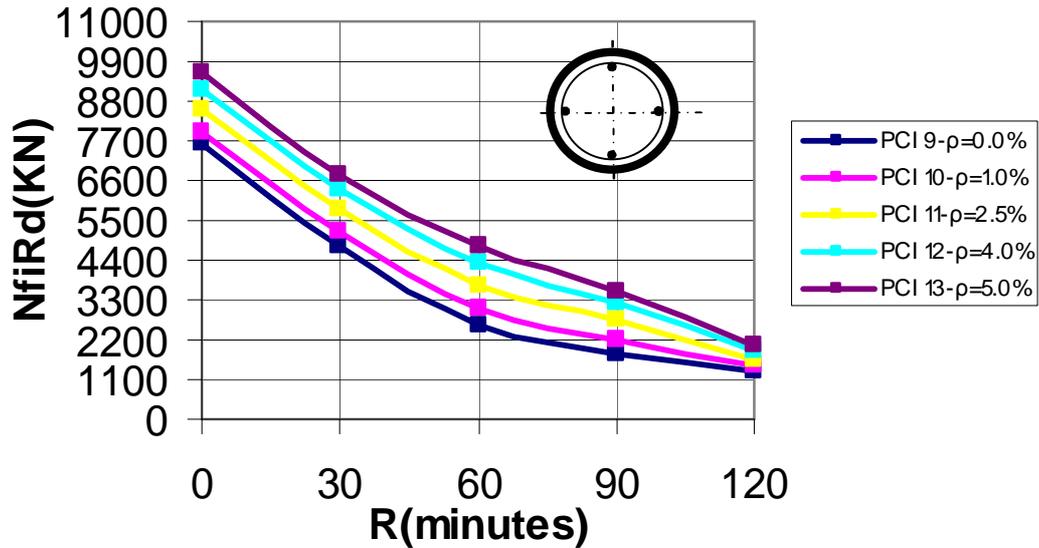


Figure 5.16 : Influence du taux d'armature.

La figure 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 rempli de béton non armé PCI-9 au poteau PCI-10 [$r=1\%$], l'augmentation pouvant atteindre 7.95% à 30 minutes, 16.9% à 60 minutes, et environ 11.03% à 120 minutes de feu. Et en passant du poteau PCI-10 au poteau PCI-13 [$r=5\%$] (environ 400% de plus), l'augmentation sera de l'ordre de 30.38% à 30 minutes, 57.77% à 60 minutes, 62.54% à 90 minutes, et environ 36.1% à 120 minutes de feu.

5.5.2.4 Influence de l'enrobage des armatures

Le tableau 5.15 et la figure 5.17 présentent l'effet de l'enrobage des armatures (U_s) sur la résistance au feu des poteaux mixtes en profils creux circulaires remplis de béton.

Tableau 5.15 : Résistances au feu des poteaux en fonction de l'enrobage des armatures.

poteau	$N_{fi,Rd} [KN]$				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCI-14	7303	5530	4326	2507	1860
PCI-15	7260	5504	4591	3502	2203
PCI-16	7217	5467	4531	4102	2927
PCI-17	7176	5425	4483	4027	3577

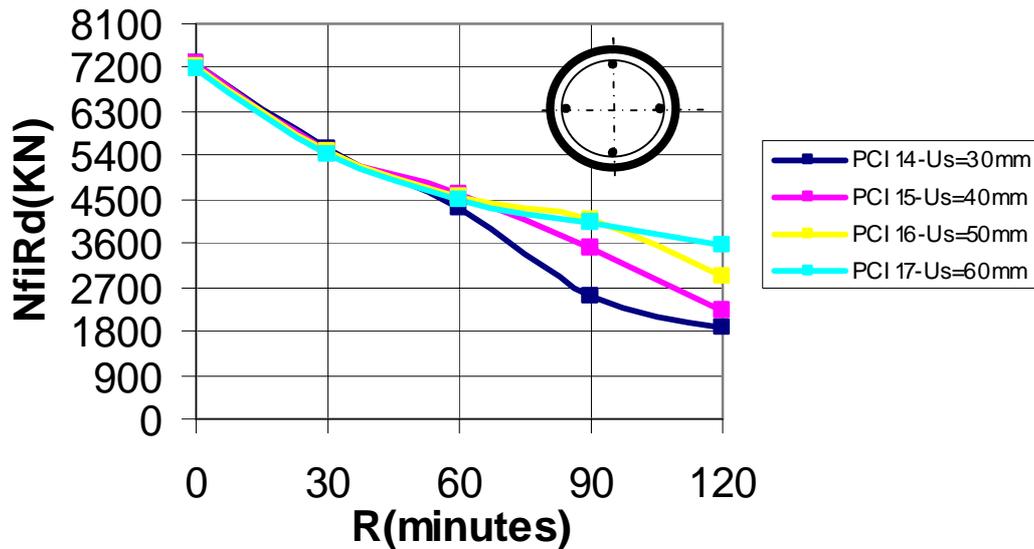


Figure 5.17 : Influence de l'enrobage des armatures

La figure montre que comme dans le cas des profils carrés, durant les 30 premières minutes, l'augmentation de l'enrobage des armatures aura comme conséquence la diminution de la résistance au feu. En passant du poteau PCI-14 [$U_s=30$ mm] au poteau PCI-17 [$U_s=60$ mm], la diminution de la résistance sera de l'ordre 1.89% à 30 minutes d'incendie.

Après 30 minutes de feu, l'effet de l'enrobage devient positif sur la résistance au feu des poteaux circulaires, et croit ainsi avec le temps d'exposition au feu ; pour cela le taux d'augmentation est de l'ordre de 3.63% à 60 minutes, 60.63% à 90 minutes, et 92.31% à 120 minutes d'incendie.

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

Le tableau 5.16 et la figure 5.18 montrent la variation de la résistance au feu des poteaux circulaires ($N_{fi,Rd}$), avec différentes longueurs de flambements (L_q).

Tableau 5.16 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la longueur de flambement.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCI-18	1712	745	293	85	46
PCI-19	1559	623	217	64	31
PCI-20	1330	483	157	43	18
PCI-21	1069	364	114	30	13
PCI-22	945	316	98	26	11

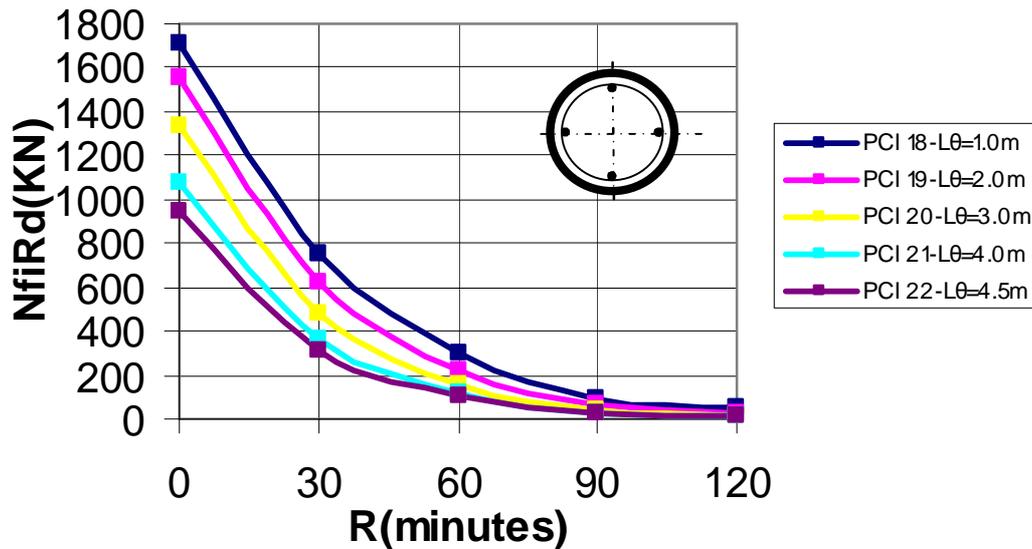


Figure 5.18 : Influence de la longueur de flambement.

L'accroissement de la longueur de flambement fait diminuer la résistance au feu des poteaux (d'environ 13.18% jusqu'à 32.6%) par rapport à la valeur précédente. En passant du poteau PCI-18 [$L_q=1.0\text{m}$] au poteau PCI-22 [$L_q=4.5\text{m}$] (environ 350% de plus), la diminution pouvant atteindre 57.6% à 30 minutes, 66.55% à 60 minutes, 69.41% à 90 minutes, et environ 76% à 120 minutes de feu.

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

Le tableau 5.17 résume les résultats de calcul, et la figure 5.19 montre l'effet de la nuance d'acier de construction (f_{ay}) sur la résistance au feu des poteaux circulaires.

Tableau 5.17 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la nuance d'acier de construction.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCI-23	2443	1437	871	245	111
PCI-24	2595	1467	877	246	111
PCI-25	2892	1600	903	248	111
PCI-26	3268	1745	938	255	111

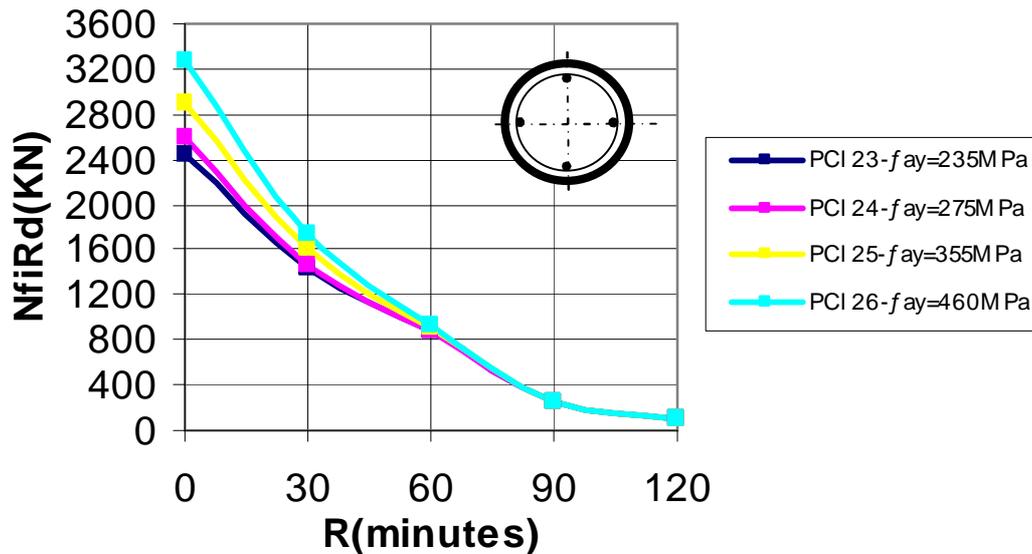


Figure 5.19 : Influence de la nuance de l'acier de construction.

L'augmentation de la nuance de l'acier provoque un léger accroissement (d'environ 0% jusqu'à 9.06%) par rapport à la valeur précédente de la résistance au feu. En passant du poteau PCI-23 [$f_{ay} = 235\text{MPa}$] au poteau PCI-26 [$f_{ay} = 460\text{MPa}$], la résistance au feu augmente d'environ 21.43% à 30 minutes et 7.69% à 60 minutes ; tandis que cette augmentation diminue avec le temps jusqu'à la deuxième heure ou aucune influence n'est enregistrée.

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

Le tableau 5.18 et la figure 5.20 permettent d'évaluer l'influence de la nuance de l'acier d'armature (f_{sk}) sur la résistance ultime au feu des poteaux mixtes en profils circulaires ($N_{fi,Rd}$).

Tableau 5.18 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la nuance de l'acier d'armature.

poteau	$N_{fi,Rd} [KN]$				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-27	1810	971	560	243	133
PCA-28	1911	1122	738	283	141
PCA-29	1936	1173	801	301	146

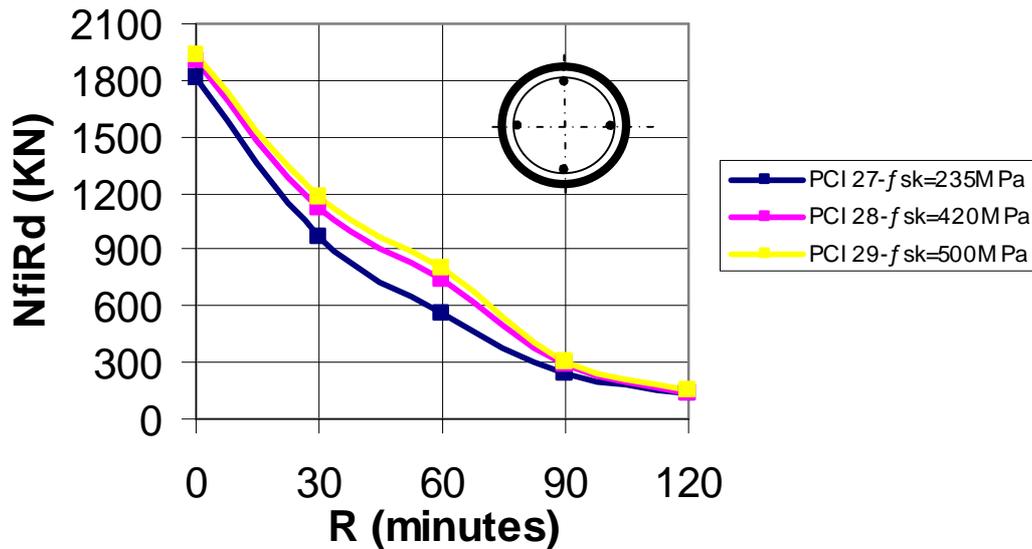


Figure 5.20 : Influence de la nuance de l'acier d'armature.

Les résultats de calcul montrent que durant la première heure, l'effet de la nuance de l'acier d'armature croît avec le temps. En passant du poteau PCI-27 [$f_{sk}=235$ MPa] au poteau PCI-29 [$f_{sk}=500$ MPa] (environ 112.8% de plus), l'augmentation de la résistance pouvant atteindre 20.8% à 30 minutes et 43.03% à 60 minutes. Cependant cet effet décroît à nouveau après une heure de feu, et sera de l'ordre de 23.86% à 90 minutes et 9.77% à 120 minutes. On constate donc que l'effet de la nuance de l'acier des armatures s'avère un peu important juste durant la première heure, puis devient de plus en plus faible.

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

Le tableau 5.19 et la figure 5.21 montrent 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 augmentation des valeurs de la résistance au feu atteindre (5.2% jusqu'à 25%).

Tableau 5.19 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la résistance du béton.

poteau	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	t=0	R30	R60	R90	R120
PCI-30	1562	800	374	81	36
PCI-31	1655	869	397	94	45
PCI-32	1748	937	419	106	54
PCI-33	1842	1000	442	119	63
PCI-34	1935	1062	465	131	71

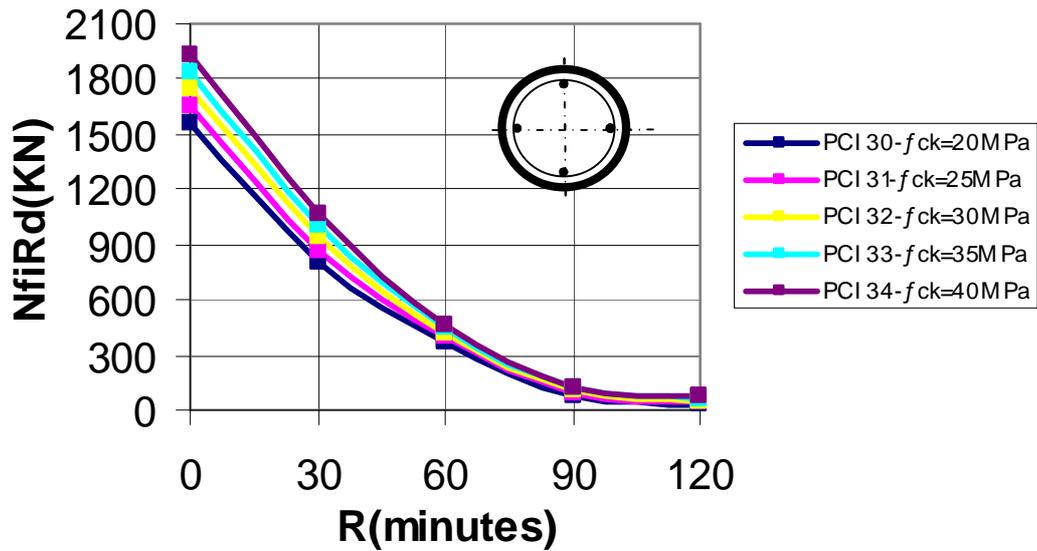


Figure 5.21 : Influence de la résistance du béton sur la résistance au feu des poteaux

En passant du poteau PCI-30 [$f_{ck} = 20$ MPa] au poteau PCI-34 [$f_{ck} = 40$ MPa] (environ 100% de plus), la résistance au feu croît d'environ 32.75% à 30 minutes, 24.33% à 60 minutes, 61.7% à 90 minutes, et de l'ordre de 97.22% à 120 minutes de feu.

5.6 Comparaison entre les résistances des profils carrés et circulaires

La figure 5.22 présente une comparaison directe entre les résistances au feu des poteaux en profils circulaires et carrés avec les mêmes aires de la section.

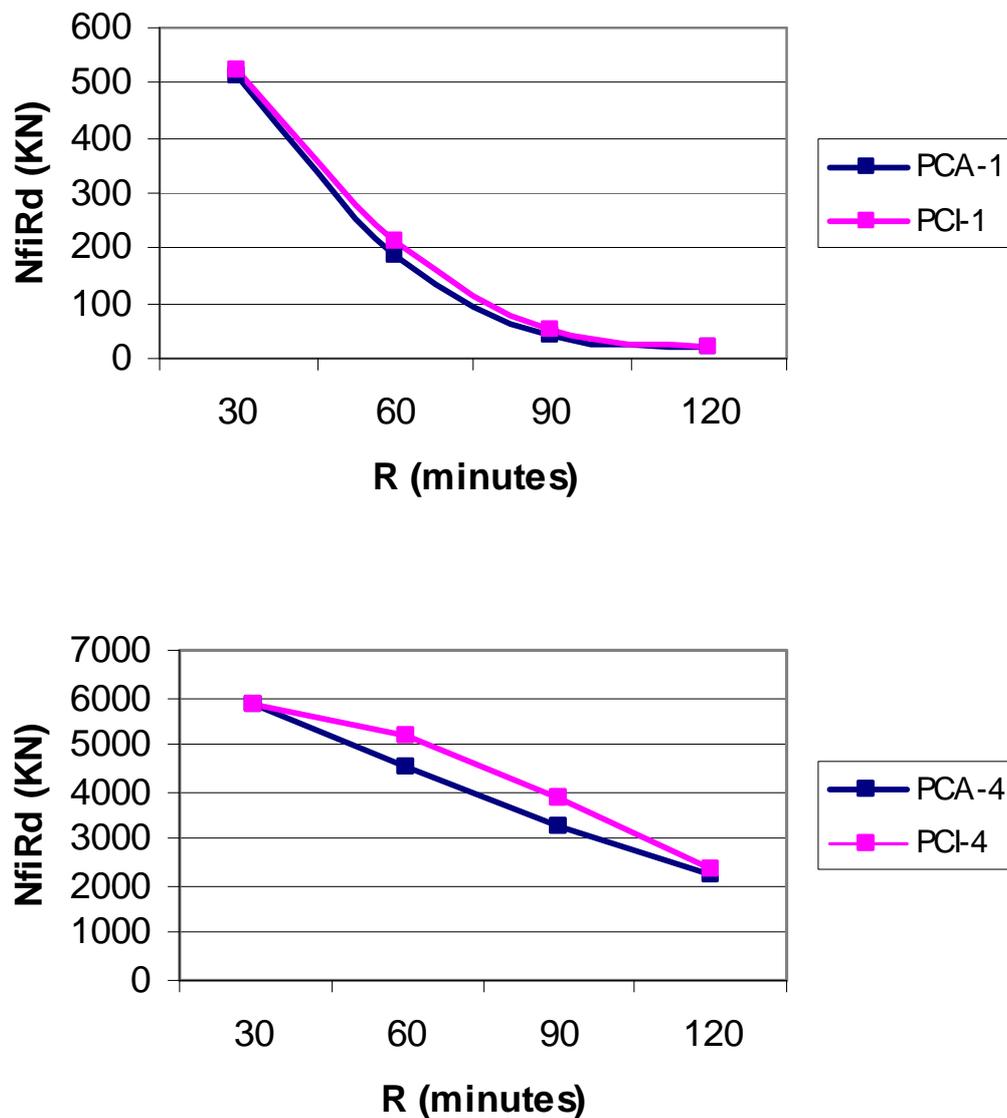


Figure 5.22 : Comparaison entre les résistances des profils carré et circulaire.

La figure indique que la résistance au feu des profils circulaires est légèrement plus importante que celle des profils carrés même avec des sections droites égales.

Dans le cas de petites sections (PCA-1 et PCI-1), la différence entre les deux résistances est de l'ordre de 2.34% à 30 minutes, 14.13% à 60 minutes, 16.28% à 90 minutes, et 10.52% à 120 minutes de feu.

Pour des sections plus importantes (PCA-4 et PCI-4), la différence atteint environ 13.95% à 60 minutes, 18.95% à 90 minutes, et 5.5% à 120 minutes de feu.

On remarque donc que quelque soit l'aire de la section, la résistance des profils circulaires est plus importante que celle des profils carrés surtout entre 30 et 60 minutes de feu, là où la température du gaz atteint environ 800°C à 1000°C, bien qu'en valeur la différence entre eux reste petite. Cela est probablement dû au fait que pour une aire de section droite égale, le poteau carré a une plus grande circonférence quand il est exposé au feu des quatre côtés ; c'est à dire que le poteau carré absorbe plus de chaleur et sa température globale est ainsi plus importante que la température globale du poteau circulaire correspondant ; en plus, dans le cas des sections carrées, le béton et n'importe quel acier de renforcement se dégradent plus rapidement au niveau des coins parce que la chaleur peut entrer par des chemins multiples (deux faces pour chaque coin).

Les études expérimentales du NRC (Conseil national de recherche Canada) [20], ainsi que l'étude numérique de Yin et autres [15], ont montré cela.

5.7 Calcul de l'indice de résistance résiduelle (IRR)

L'indice de résistance résiduelle (IRR) est le rapport entre la résistance ultime correspondant au temps t de la durée de feu à la résistance ultime à température ambiante

$$IRR = \frac{N_u(t)}{N_u} \quad (5.1)$$

Avec

$N_u(t)$ Résistance ultime correspondant au temps t de la durée de feu

N_u Résistance ultime à température ambiante

Il est défini pour quantifier les résistances résiduelles des poteaux soumis au feu standard après une certaine durée de feu.

Han et al [16, 21,22] ont constaté que la dimension de la section des profilés, l'élanement, et la durée de feu influent considérablement sur l'indice de résistance résiduelle ; cependant le taux d'armature, les résistances du béton et de l'acier ont une faible influence sur cet indice. Pour cela, ils ont développé une formule de calcul de l'indice de résistance résiduelle des profils carrés et rectangulaires (équation 3.21) tenant compte seulement de la géométrie du poteau (largeur de la section, longueur de flambement du poteau) , et de la durée de feu.

Dans cette partie nous allons calculer les résistances résiduelles des poteaux en profils carrés (PCA-1, PCA-3, PCA-4, PCA-18, PCA-20, PCA-22), par la méthode EC4 et par la formule de Han [16] pour les différentes durées de feu, et ensuite on va présenter une étude comparative.

A noter que le calcul selon la méthode EC4, se fait par la formule suivante :

$$IRR_{EC4} = \frac{N_{fi,Rd}}{N_{b,Rd}}$$

Avec

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement à température ambiante

$N_{fi,Rd}$: Résistance au flambement à l'incendie

Et le calcul selon la formule de Han, se fait par la formule suivante :

$$IRR = \begin{cases} \frac{1}{1 + a.t_0^2} \dots t_0 \leq t_1 \\ \frac{1}{b.t_0^2 + c} \dots t_1 < t_0 < t_2 \\ k.t_0 + d \dots t_0 > t_2 \end{cases} \quad (5.2)$$

Où

$$a = (I_0^3 - 5.6I_0^2 + 6.6I_0 + 18.6)(-0.128C_0 + 0.804);$$

$$b = (I_0^3 - 7.79I_0^2 + 5I_0 - 4.53)(C_0^2 - 0.79C_0 - 47.63)3.61 \times 10^{-2};$$

$$c = 1 + (a - b)t_1^2;$$

$$d = \frac{1}{b.t_2^2 + c} - k.t_2;$$

$$k = (I_0^2 - 5.98I_0 + 2.22) \cdot 3.36 \times 10^{-2};$$

$$t_1 = (I_0^3 - 6.5I_0^2 + 2.5I_0 + 47.5) \cdot 7.6 \times 10^{-3};$$

$$t_2 = (C_0^2 - 4.33C_0 + 23.67)(I_0^2 - 9.67I_0 + 40.33) \cdot 9.0 \times 10^{-4};$$

$$t_0 = R/100; C_0 = C/1600; C = 2(D + B); I_0 = I/40$$

Où

λ est le rapport d'élanement pris comme $I = 2\sqrt{3}L/B$

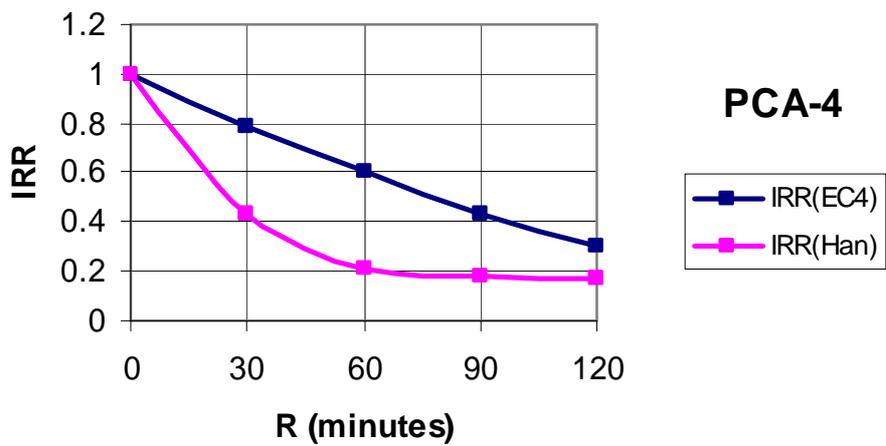
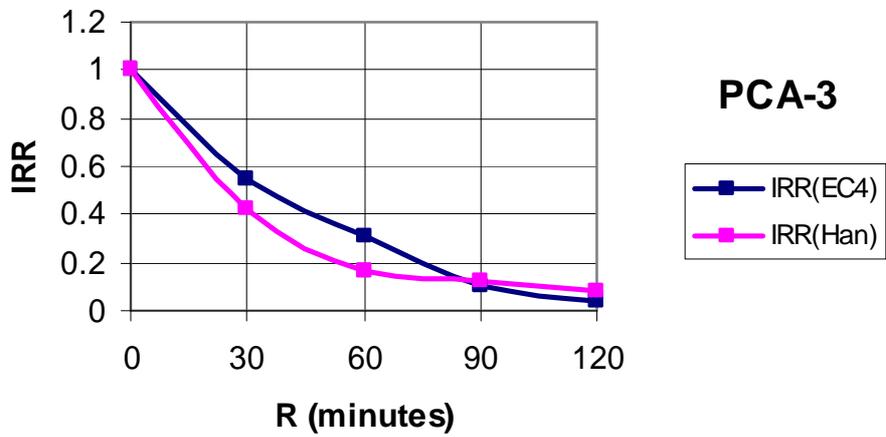
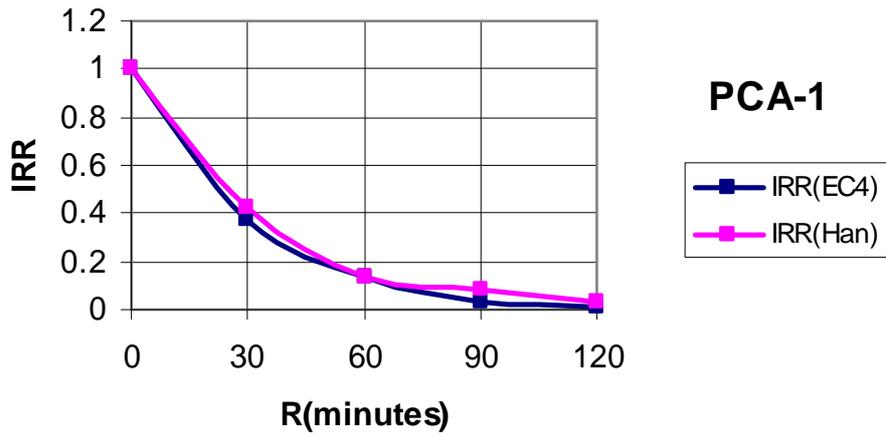
avec

L est la longueur de flambement ; D et B sont respectivement profondeur et largeur de la section mixte en mm, avec $D > B$; R est la résistance au feu en minutes.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau 5.20, et présentés par la figure 5.23 qui représente l'indice de résistance résiduelle calculé par l'EC4 (IRR_{EC4}) et l'indice de résistance résiduelle calculé par la formule de Han (IRR_{Han}) en fonction du temps de résistance au feu normalisé (R).

Tableau 5.20 : Comparaison entre l' IRR_{Han} et l' IRR_{EC4} .

poteau	IRR_{EC4}					IRR_{Han}				
	t=0	R30	R60	R90	R120	t=0	R30	R60	R90	R120
PCA-1	1	0.377	0.135	0.0317	0.0139	1	0.427	0.131	0.079	0.027
PCA-3	1	0.546	0.307	0.106	0.04	1	0.429	0.161	0.122	0.084
PCA-4	1	0.784	0.605	0.437	0.298	1	0.435	0.213	0.186	0.17
PCA-18	1	0.408	0.148	0.042	0.022	1	0.415	0.216	0.175	0.165
PCA-20	1	0.339	0.103	0.027	0.011	1	0.427	0.131	0.079	0.027
PCA-22	1	0.312	0.09	0.022	0.009	1	0.276	0.0847	0.0185	0



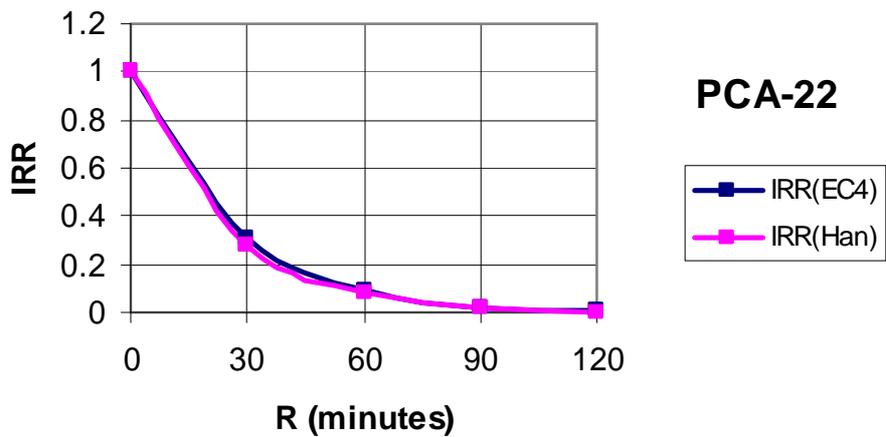
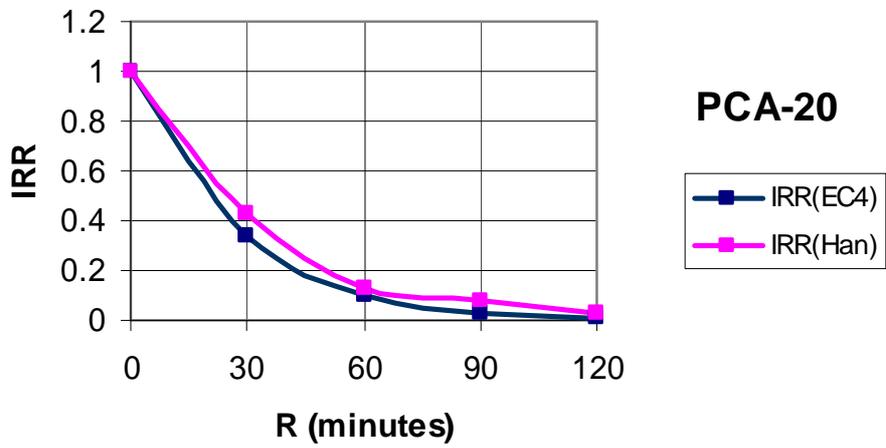
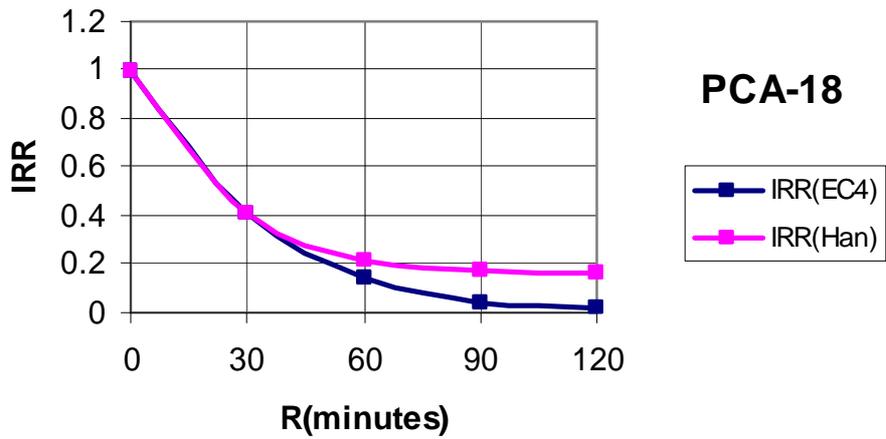


Figure 5.23 : Indice de résistance résiduelle (IRR).

Selon la formule de Han, le poteau PCA-1 garde environ 2.7% jusqu'à 42.7% de sa résistance initiale, alors qu'avec l'EC4 il conserve environ 1.39% jusqu'à 37.7%. Pour cette section, l' IRR_{Han} est légèrement plus grand que l' IRR_{EC4} , bien qu'en valeur la différence reste négligeable (de 0 à 0.05).

Pour le poteau PCA-3, la valeur de l' IRR_{EC4} dépasse celle de l' IRR_{Han} et la différence entre elles devient plus importante (environ 0.11 à 0.15), jusqu'à 90 minutes de feu ou l' IRR_{Han} devient à nouveau plus important que l' IRR_{EC4} .

Quand la section du profilé sera encore plus importante (PCA-4), les deux valeurs s'écartent l'une par rapport à l'autre au fur et à mesure avec le temps, surtout pendant la première heure ou la différence atteint environ (0.34 à 0.39). Pour cette section, le poteau garde environ 29.8% jusqu'à 78.4% de sa résistance initiale selon l'EC4, alors qu'avec la formule de Han il conserve environ 1.39% jusqu'à 37.7% seulement. Après une heure de feu, la différence entre les deux valeurs diminue par rapport aux premiers temps (environ 0.12 à 0.25), mais elle reste toujours importante.

Pour différentes longueurs de flambement, l'écart entre les deux valeurs de l'indice de résistance résiduelle est petit et moins important qu'avec les différentes dimensions de la section.

Pour le poteau (PCA-18), l' IRR_{Han} est légèrement plus grand que l' IRR_{EC4} surtout pendant la première heure ou la différence entre les deux valeurs atteint environ (0.007 jusqu'à 0.068) seulement, cependant cette différence sera un peu plus grande avec le temps après une heure ou elle sera de l'ordre de (0.133 jusqu'à 0.143).

En augmentant la longueur de flambement, les deux valeurs se rapprochent de plus en plus jusqu'à ce que la valeur de l' IRR_{EC4} dépasse celle de l' IRR_{Han} pour le poteau (PCA-22) ou la différence atteint environ (0.0035 jusqu'à 0.036) seulement.

On peut donc en conclure que l'indice de résistance résiduelle calculé par l'EC4 (IRR_{EC4}) est inférieur à celui calculé par la formule de Han (IRR_{Han}) jusqu'à certaines valeurs de la dimension de la section et de la longueur de flambement au delà desquelles les valeurs de l' IRR_{EC4} deviennent plus importantes que celles calculées par la formule de Han (IRR_{Han}).

5.8 Etablissement d'abaques de calcul et leur mode d'utilisation

A l'aide du logiciel de calcul au feu POTFIRE, nous avons pu établir des abaques de calcul de la résistance à l'incendie de deux types de poteaux mixtes : en profil carré et circulaire, pour différentes sections (b ou D), différentes épaisseurs du tube (e), différentes qualités du béton (f_{ck}), différents taux d'armature ($A_s / (A_c + A_s)$), et à différents temps de résistance au feu normalisé (R), afin de fournir aux utilisateurs un moyen de calcul direct et rapide.

Pour cela, nous avons établi 16 abaques, 8 pour les profils carrés, et 8 pour les profils circulaires. L'axe des abscisses porte les différentes longueurs de flambement L_q en [m], et l'axe des ordonnées porte les résistances au flambement à l'incendie sous charge axiale $N_{fi,Rd}$ en [KN]. Les différentes courbes sont obtenues en variant à chaque fois quelques paramètres et en fixant d'autres.

Après avoir déterminé les différents paramètres de calcul de la résistance à l'incendie, et fixé la durée de feu normalisé, nous pouvons alors connaître la courbe en fonction de laquelle et de la longueur de flambement, nous aurons notre résistance de calcul $N_{fi,Rd}$

Exemple : (Pour celui qui va utiliser l'abaque N°2)

Supposons qu'on a besoin de calculer la résistance au feu $N_{fi,Rd}$ à 60 minutes d'un profil carré de section 300×7.1 pour un pourcentage d'armature de 2.5%, un acier de construction S355, un béton de qualité C30/37, un acier d'armature FeE500, un enrobage d'armatures de 40mm, et avec une longueur de flambement de 3.375m.

On voit d'abord qu'on a besoin de l'abaque N°2, ensuite on se rend compte qu'on va travailler avec la courbe de calcul n°5. Enfin on fait la projection à partir de la longueur de flambement qu'on a (axe des abscisses) sur la courbe n°5 pour obtenir la valeur de la résistance au feu (axe des ordonnées) qui est environ 2275KN pour cet exemple.

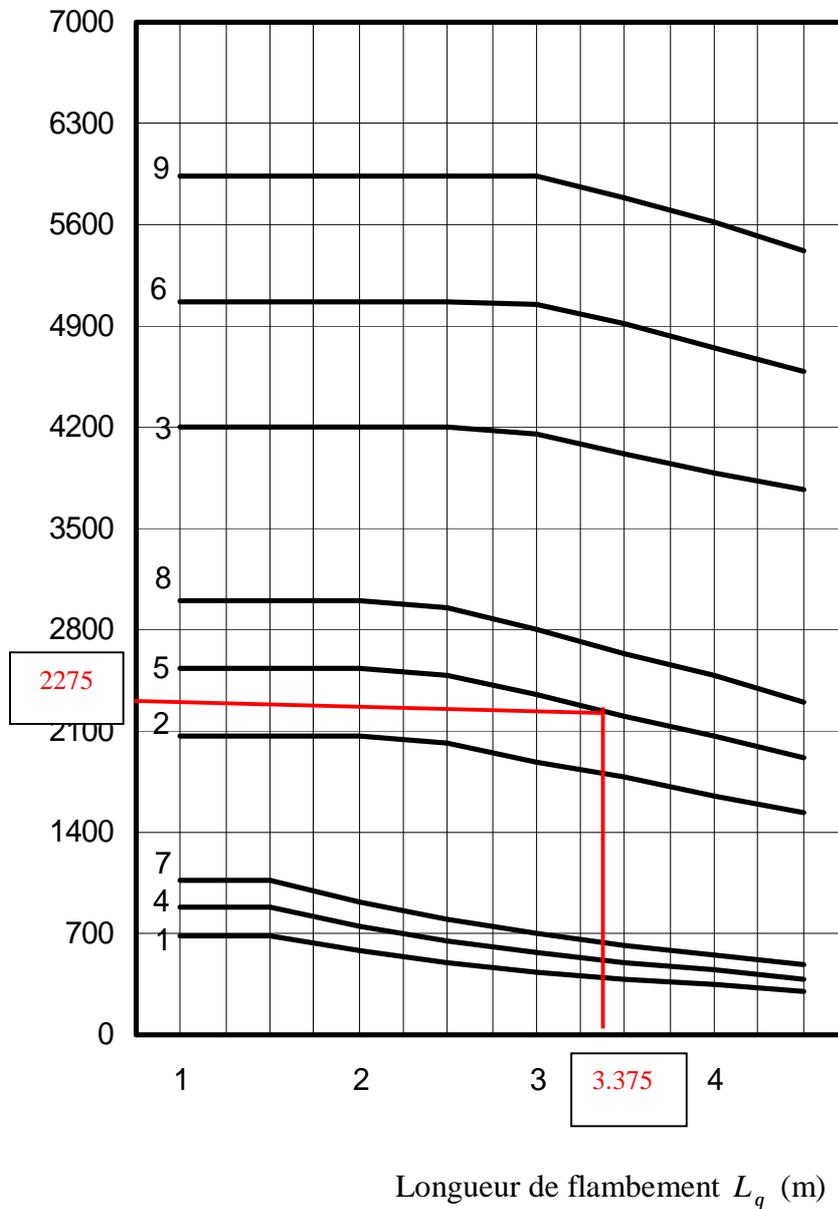
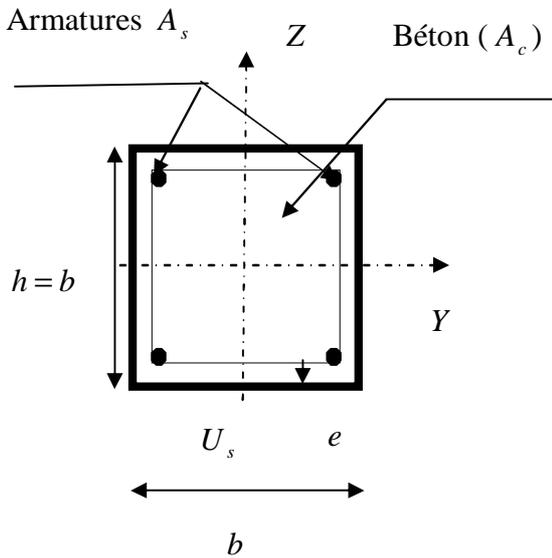
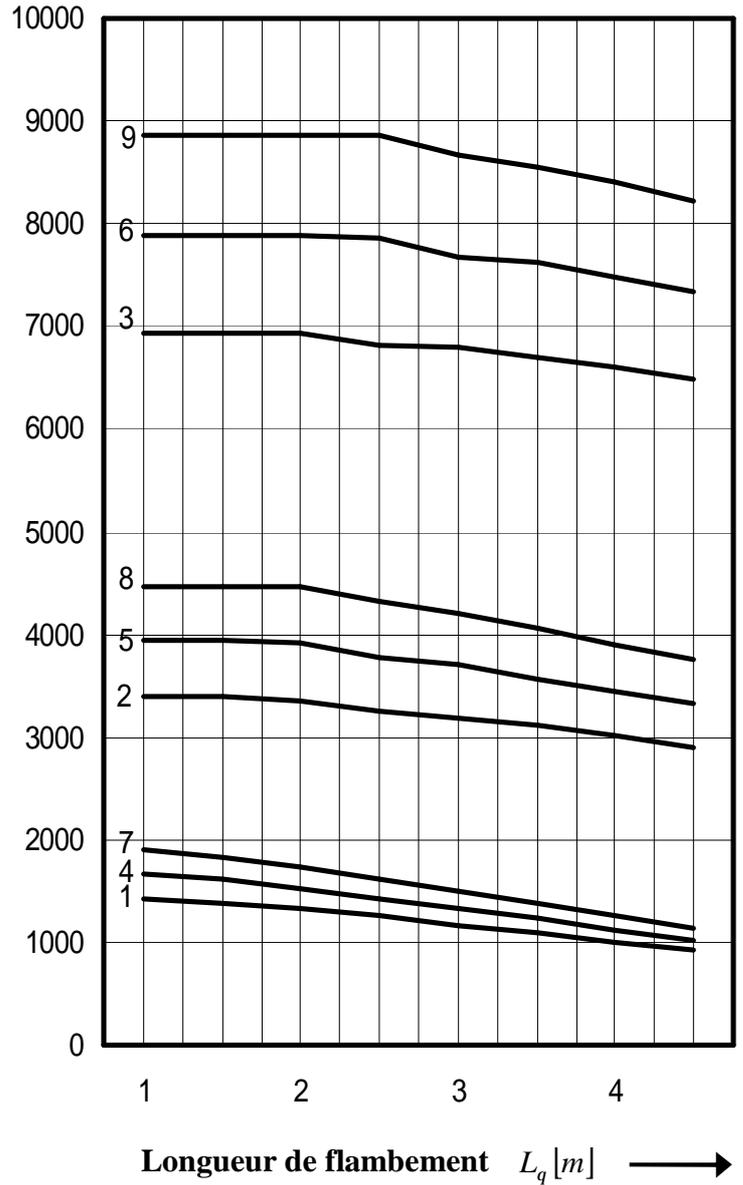
Charge ultime $N_{fi,Rd}$ (KN)

Figure 5.24 : Exemple de calcul sur l'ABAQUE N°=2

Courbe de calcul	Profil carré	As/(Ac+As) %
1	200 × 6.3	1.0
2	300 × 7.1	1.0
3	400 × 10	1.0
4	200 × 6.3	2.5
5	300 × 7.1	2.5
6	400 × 10	2.5
7	200 × 6.3	4.0
8	300 × 7.1	4.0
9	400 × 10	4.0

Résistance au feu normalisé R30	Nuance d'acier :	S355
	Qualité de béton :	C30/37
	Barres d'armature :	FeE500
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

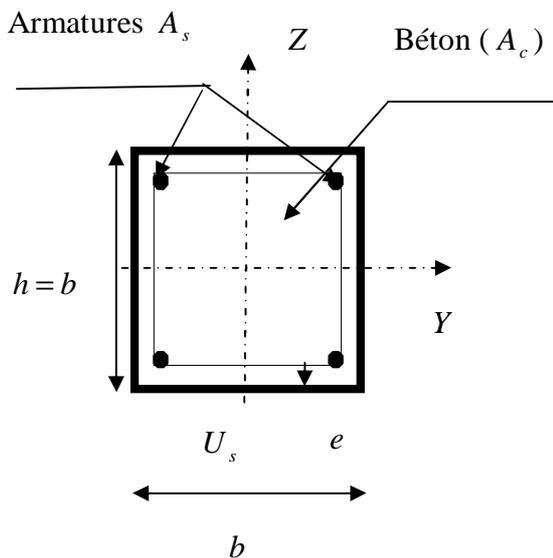
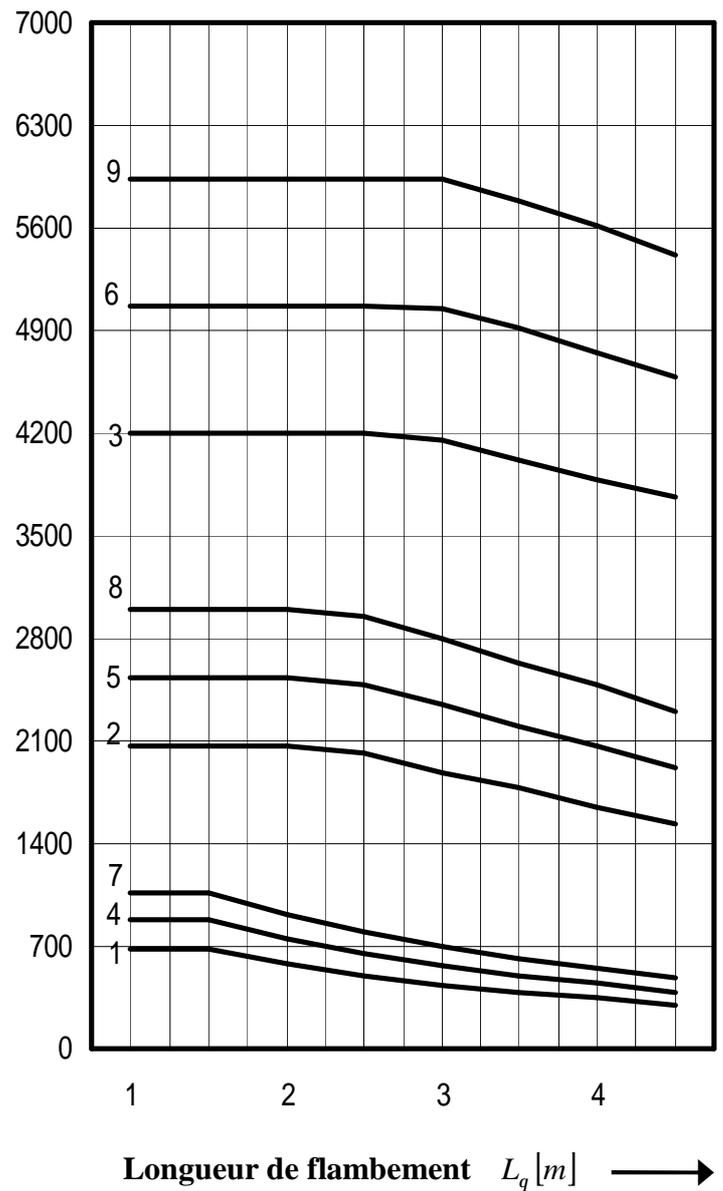


ABAQUE N=°1

Courbe de calcul	Profil carré	As/(Ac+As) %
1	200 × 6.3	1.0
2	300 × 7.1	1.0
3	400 × 10	1.0
4	200 × 6.3	2.5
5	300 × 7.1	2.5
6	400 × 10	2.5
7	200 × 6.3	4.0
8	300 × 7.1	4.0
9	400 × 10	4.0

Résistance au feu normalisé R60	Nuance d'acier :	S355
	Qualité de béton :	C30/37
	Barres d'armature :	FeE500
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

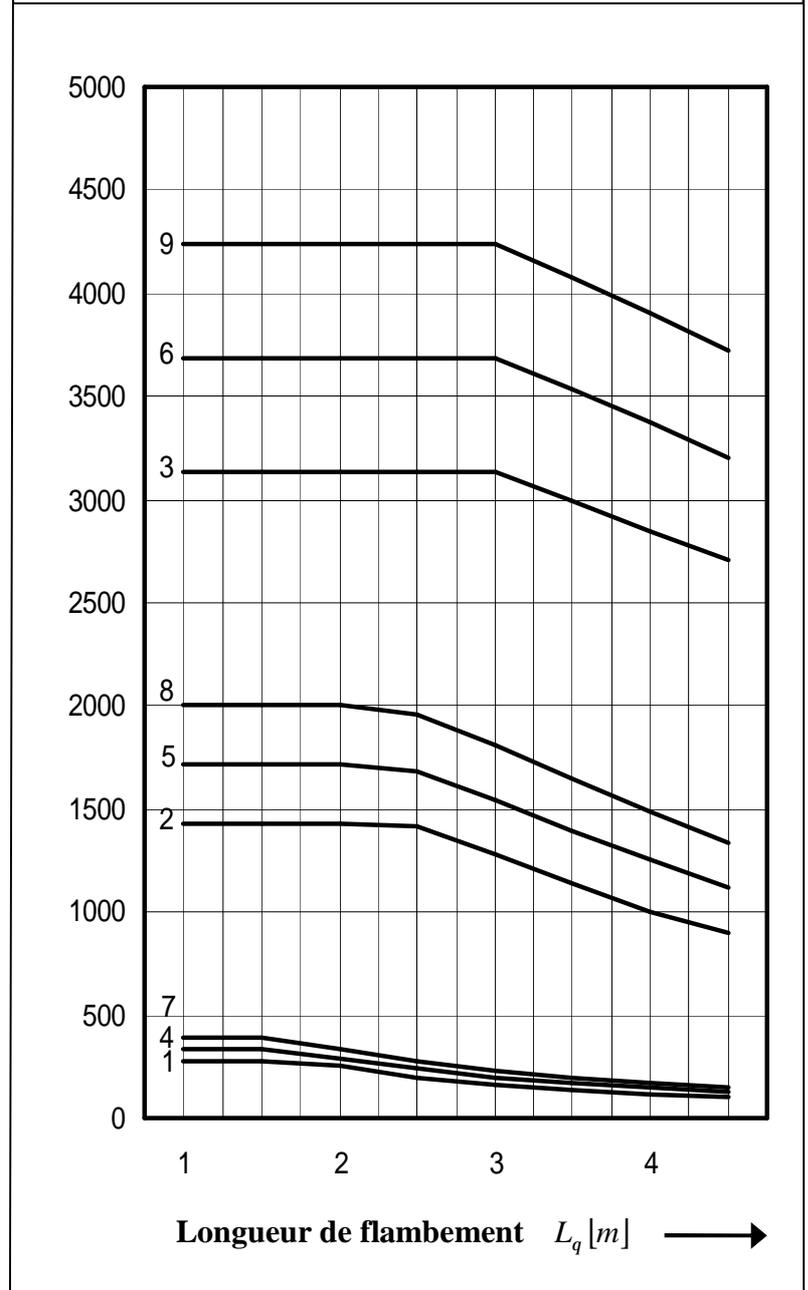
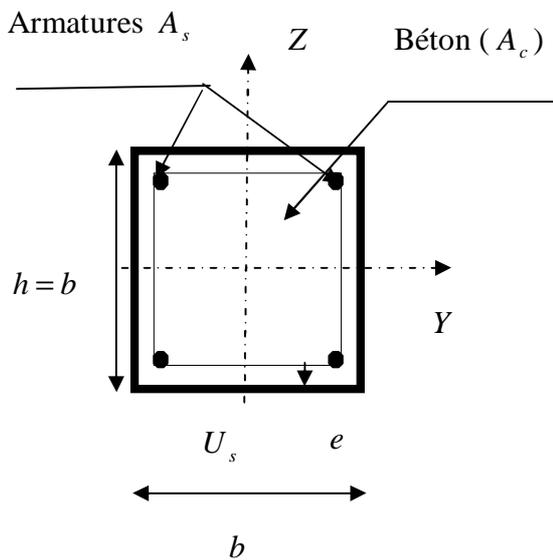


ABAQUE N=°2

Courbe de calcul	Profil carré	As/(Ac+As) %
1	200 × 6.3	1.0
2	300 × 7.1	1.0
3	400 × 10	1.0
4	200 × 6.3	2.5
5	300 × 7.1	2.5
6	400 × 10	2.5
7	200 × 6.3	4.0
8	300 × 7.1	4.0
9	400 × 10	4.0

Résistance au feu normalisé R90	Nuance d'acier :	S355
	Qualité de béton :	C30/37
	Barres d'armature :	FeE500
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

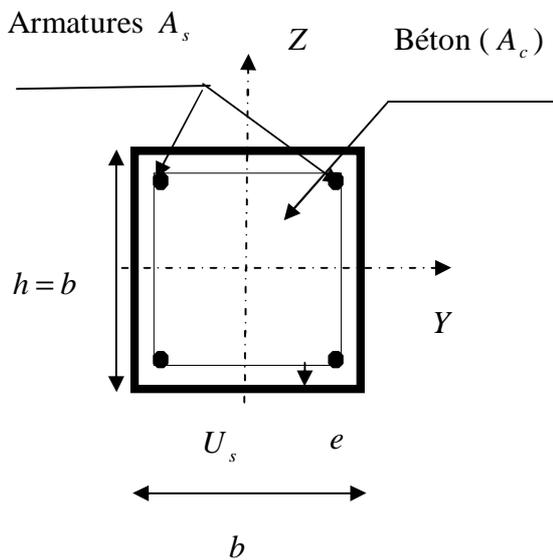
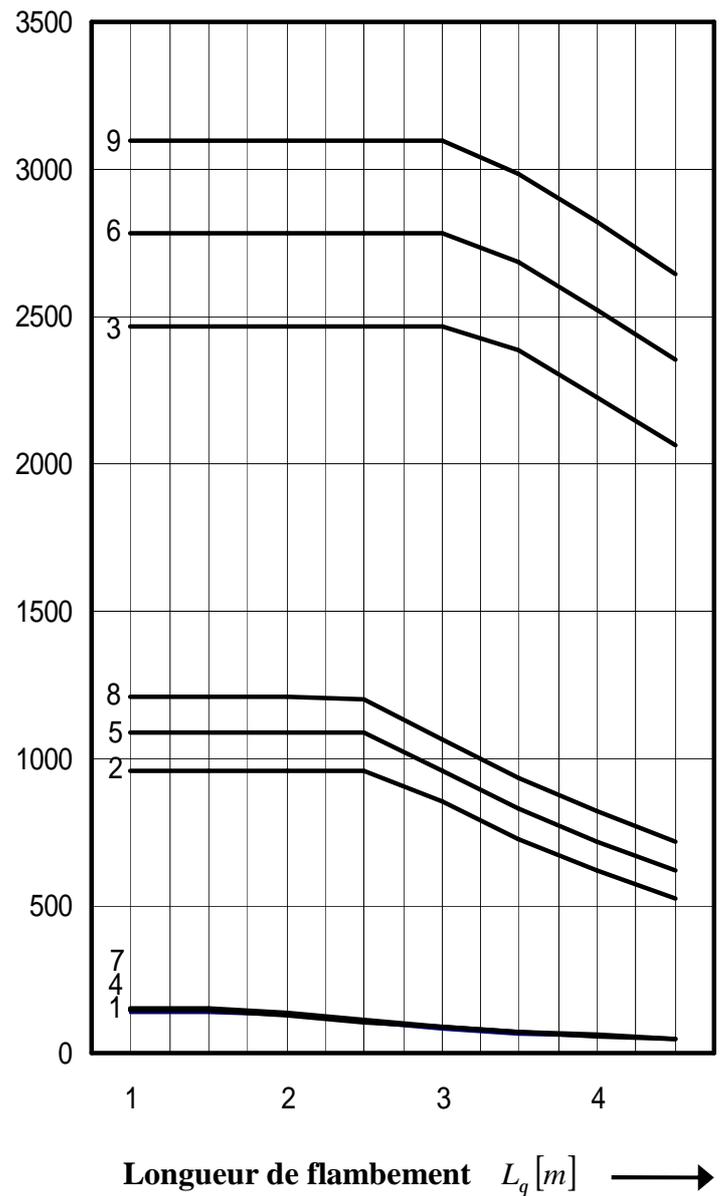


ABAQUE N=°3

Courbe de calcul	Profil carré	As/(Ac+As) %
1	200 × 6.3	1.0
2	300 × 7.1	1.0
3	400 × 10	1.0
4	200 × 6.3	2.5
5	300 × 7.1	2.5
6	400 × 10	2.5
7	200 × 6.3	4.0
8	300 × 7.1	4.0
9	400 × 10	4.0

Résistance au feu normalisé R120	Nuance d'acier :	S355
	Qualité de béton :	C30/37
	Barres d'armature :	FeE500
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

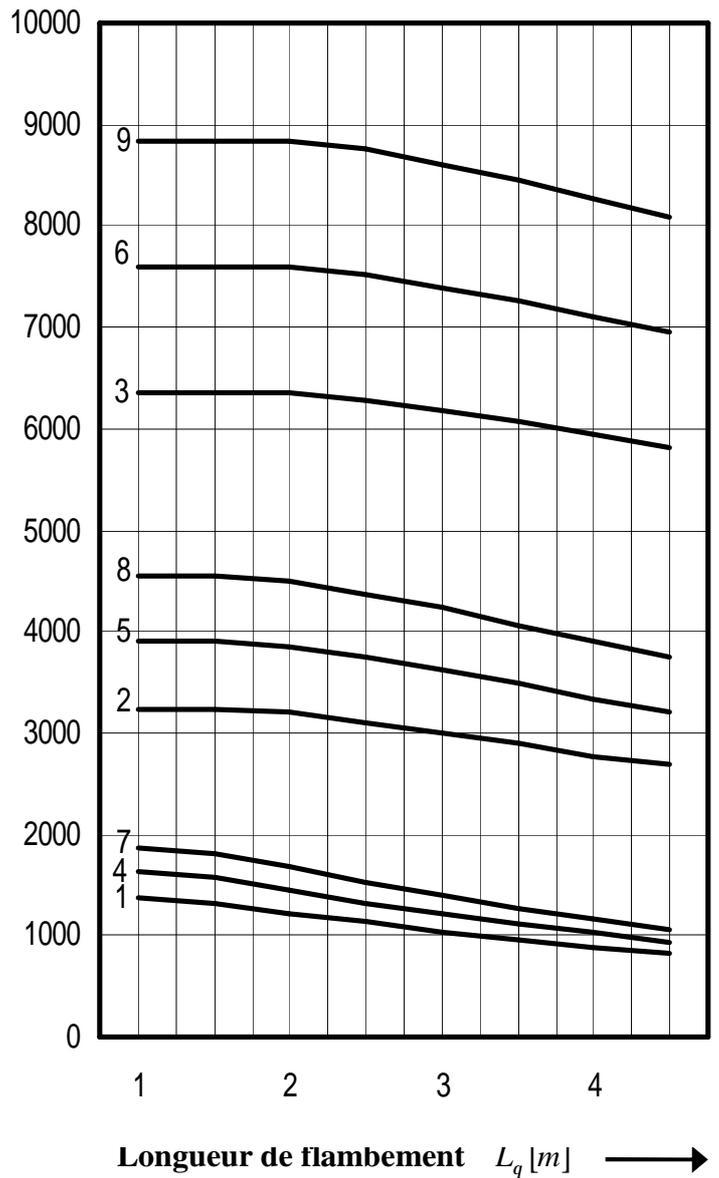
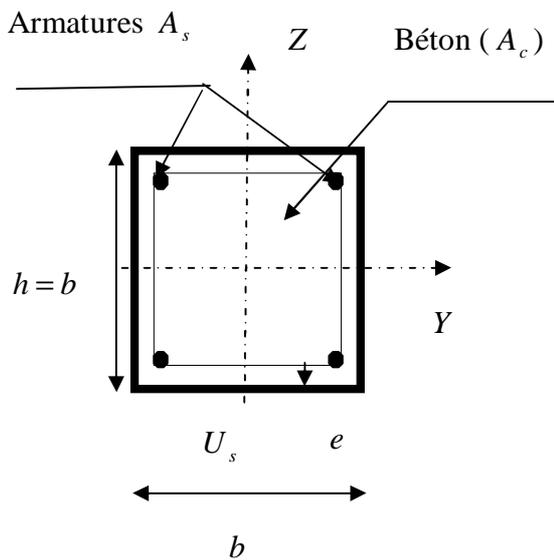


ABAQUE N=°4

Courbe de calcul	Profil carré	Qualité du béton
1	200 × 6.3	C20/25
2	300 × 7.1	C20/25
3	400 × 10	C20/25
4	200 × 6.3	C30/37
5	300 × 7.1	C30/37
6	400 × 10	C30/37
7	200 × 6.3	C40/50
8	300 × 7.1	C40/50
9	400 × 10	C40/50

Résistance au feu normalisé R30	Nuance d'acier :	S235
	Barres d'armature :	FeE400
	Taux d'armature :	4%
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

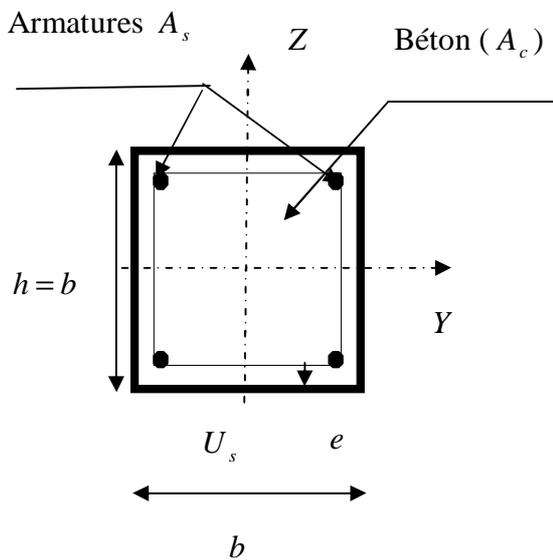
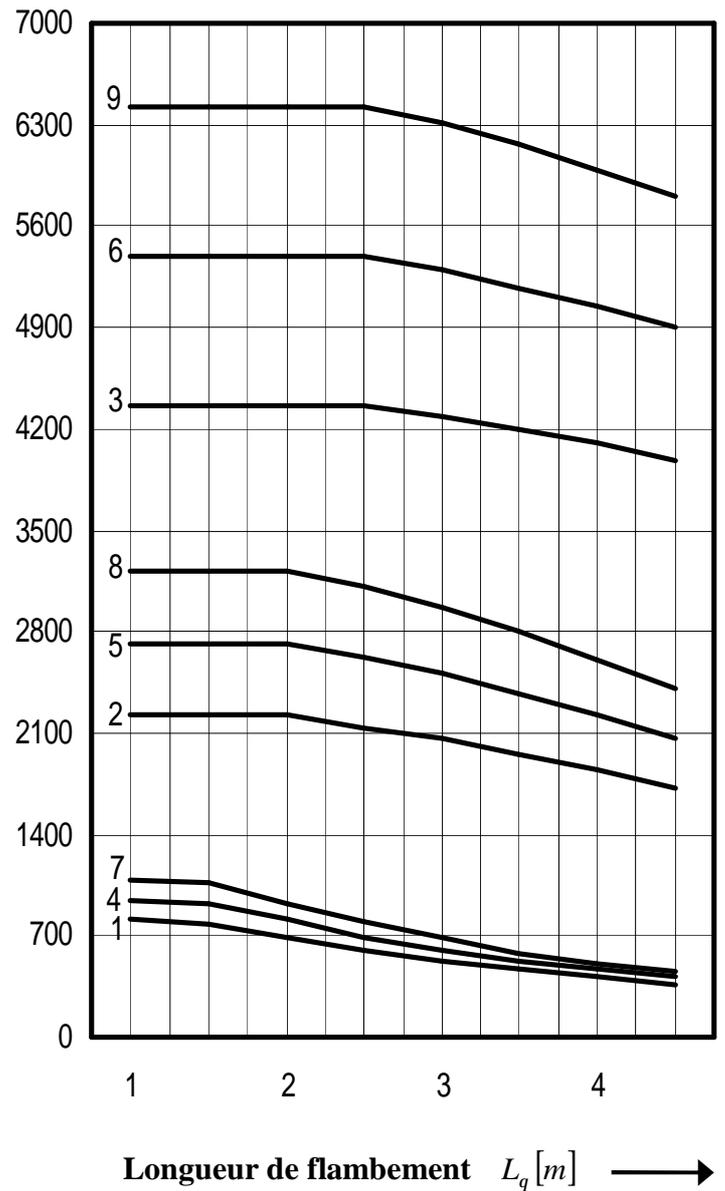


ABAQUE N=°5

Courbe de calcul	Profil carré	Qualité du béton
1	200 × 6.3	C20/25
2	300 × 7.1	C20/25
3	400 × 10	C20/25
4	200 × 6.3	C30/37
5	300 × 7.1	C30/37
6	400 × 10	C30/37
7	200 × 6.3	C40/50
8	300 × 7.1	C40/50
9	400 × 10	C40/50

Résistance au feu normalisé R60	Nuance d'acier :	S235
	Barres d'armature :	FeE400
	Taux d'armature :	4%
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

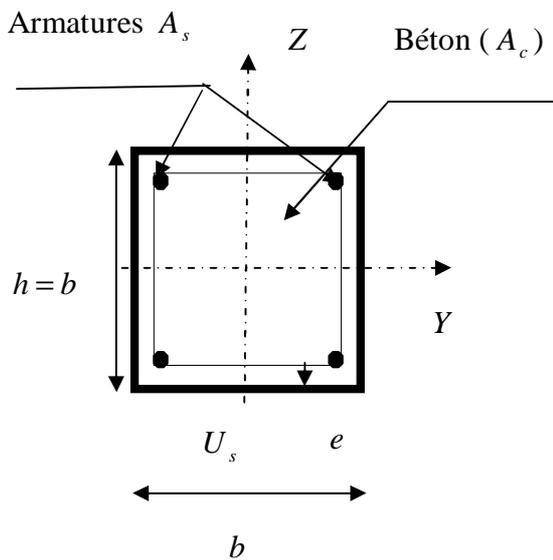
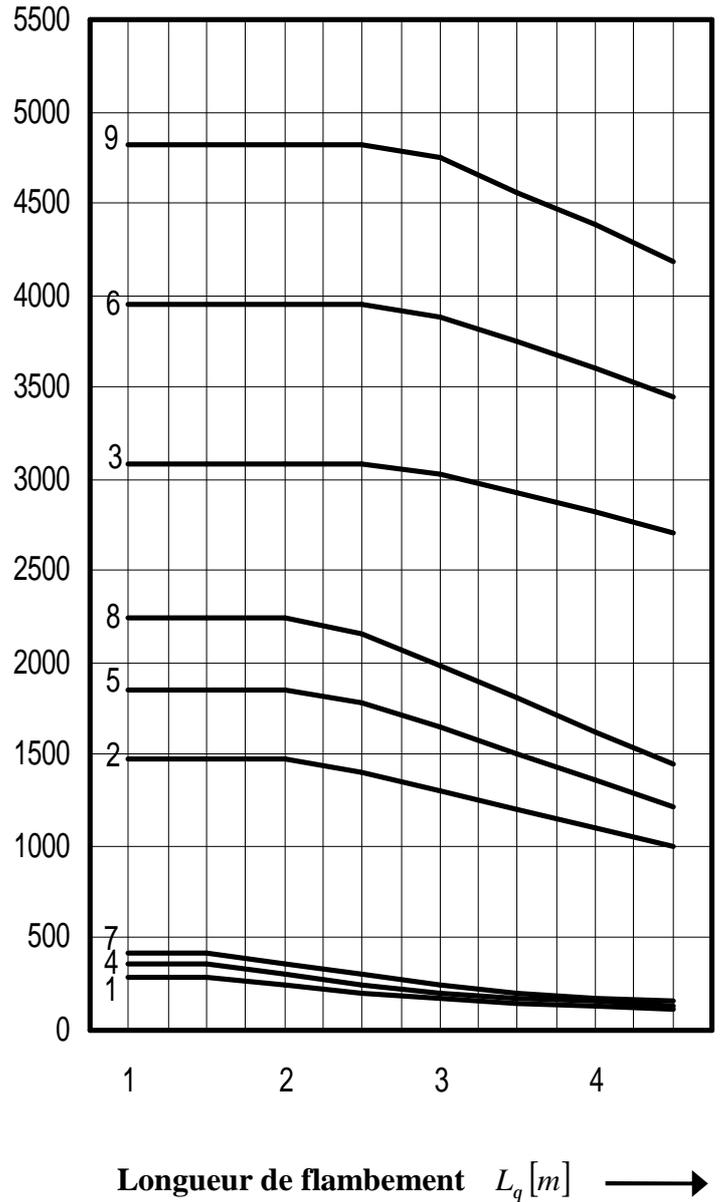


ABAQUE N=°6

Courbe de calcul	Profil carré	Qualité du béton
1	200 × 6.3	C20/25
2	300 × 7.1	C20/25
3	400 × 10	C20/25
4	200 × 6.3	C30/37
5	300 × 7.1	C30/37
6	400 × 10	C30/37
7	200 × 6.3	C40/50
8	300 × 7.1	C40/50
9	400 × 10	C40/50

Résistance au feu normalisé R90	Nuance d'acier :	S235
	Barres d'armature :	FeE400
	Taux d'armature :	4%
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

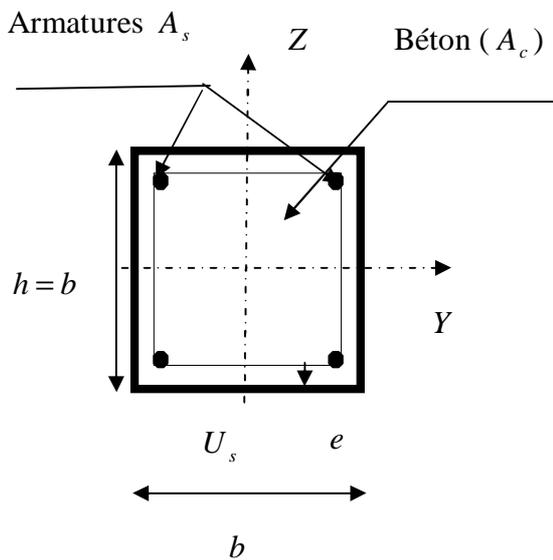
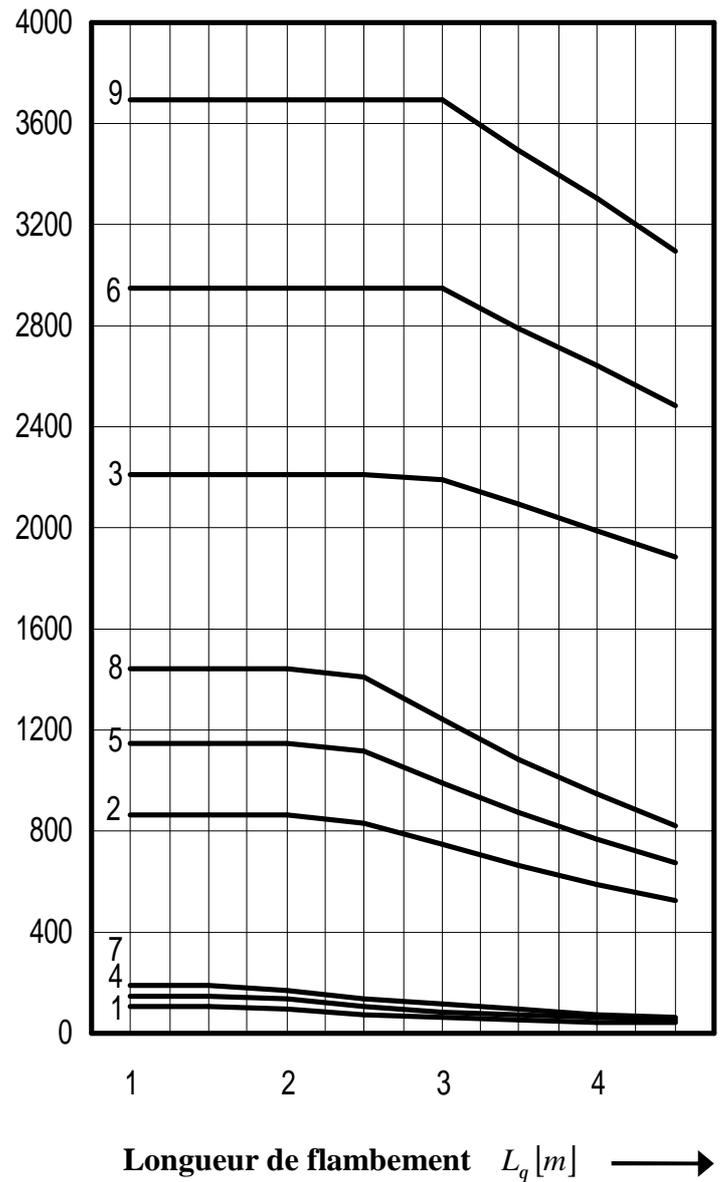


ABaque N=°7

Courbe de calcul	Profil carré	Qualité du béton
1	200 × 6.3	C20/25
2	300 × 7.1	C20/25
3	400 × 10	C20/25
4	200 × 6.3	C30/37
5	300 × 7.1	C30/37
6	400 × 10	C30/37
7	200 × 6.3	C40/50
8	300 × 7.1	C40/50
9	400 × 10	C40/50

Résistance au feu normalisé R120	Nuance d'acier :	S235
	Barres d'armature :	FeE400
	Taux d'armature :	4%
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

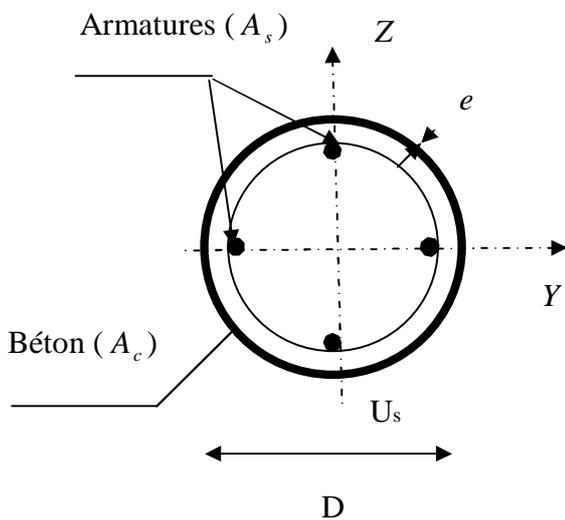
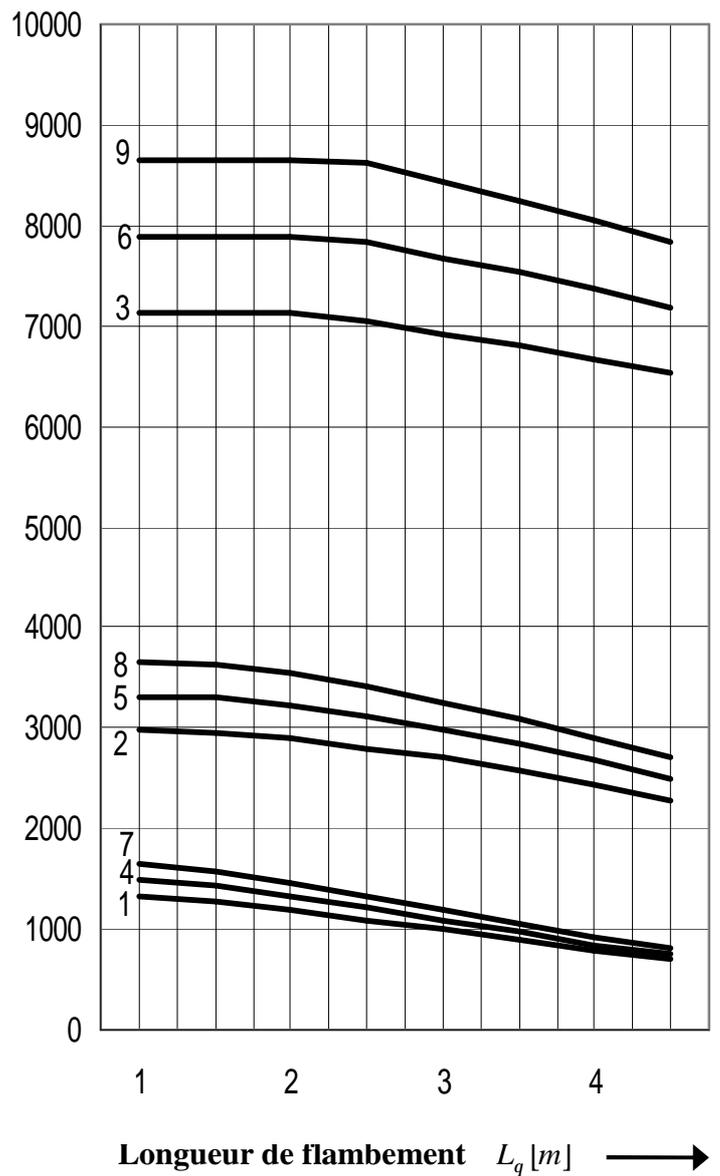


ABAQUE N=°8

Courbe de calcul	Profil circulaire	As/(Ac+As) %
1	193.7×6.3	1.0
2	273 × 8.0	1.0
3	406.4 × 10	1.0
4	193.7×6.3	2.5
5	273 × 8.0	2.5
6	406.4 × 10	2.5
7	193.7×6.3	4.0
8	273 × 8.0	4.0
9	406.4 × 10	4.0

Résistance au feu normalisé R30	Nuance d'acier :	S460
	Qualité de béton :	C40/50
	Barres d'armature :	FeE500
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

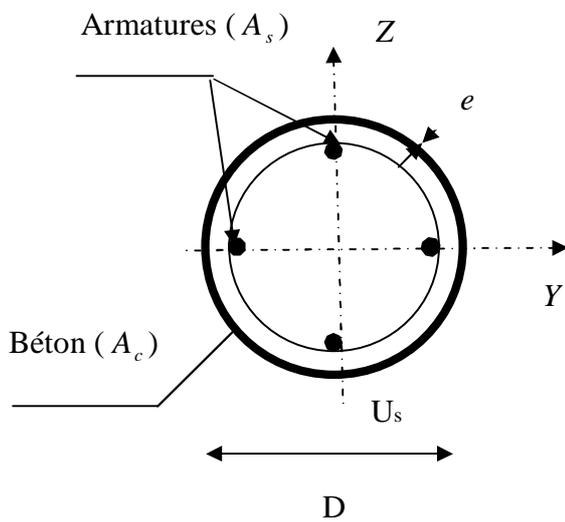
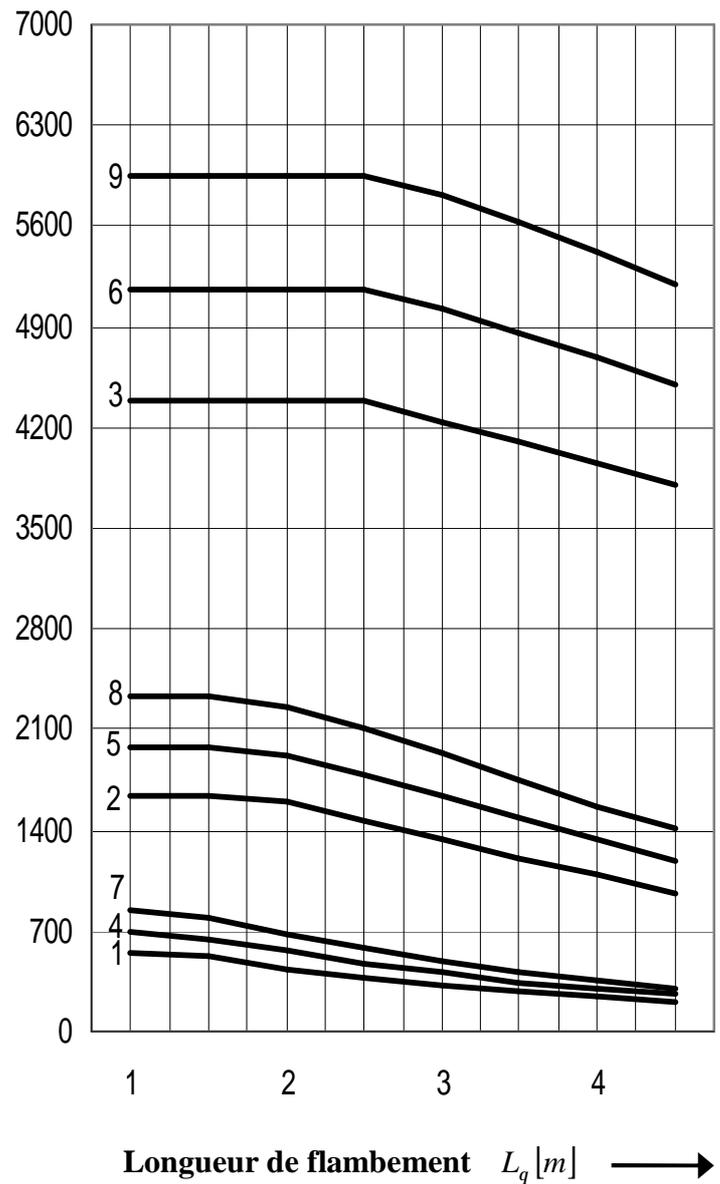


ABaque N=°9

Courbe de calcul	Profil circulaire	As/(Ac+As) %
1	193.7×6.3	1.0
2	273 × 8.0	1.0
3	406.4 × 10	1.0
4	193.7×6.3	2.5
5	273 × 8.0	2.5
6	406.4 × 10	2.5
7	193.7×6.3	4.0
8	273 × 8.0	4.0
9	406.4 × 10	4.0

Résistance au feu normalisé R60	Nuance d'acier :	S460
	Qualité de béton :	C40/50
	Barres d'armature :	FeE500
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

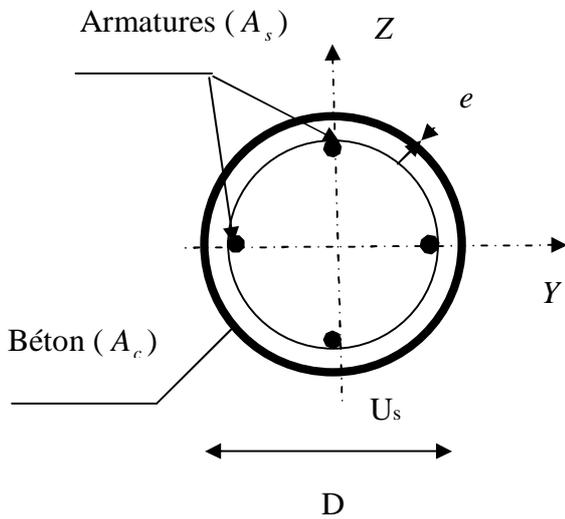
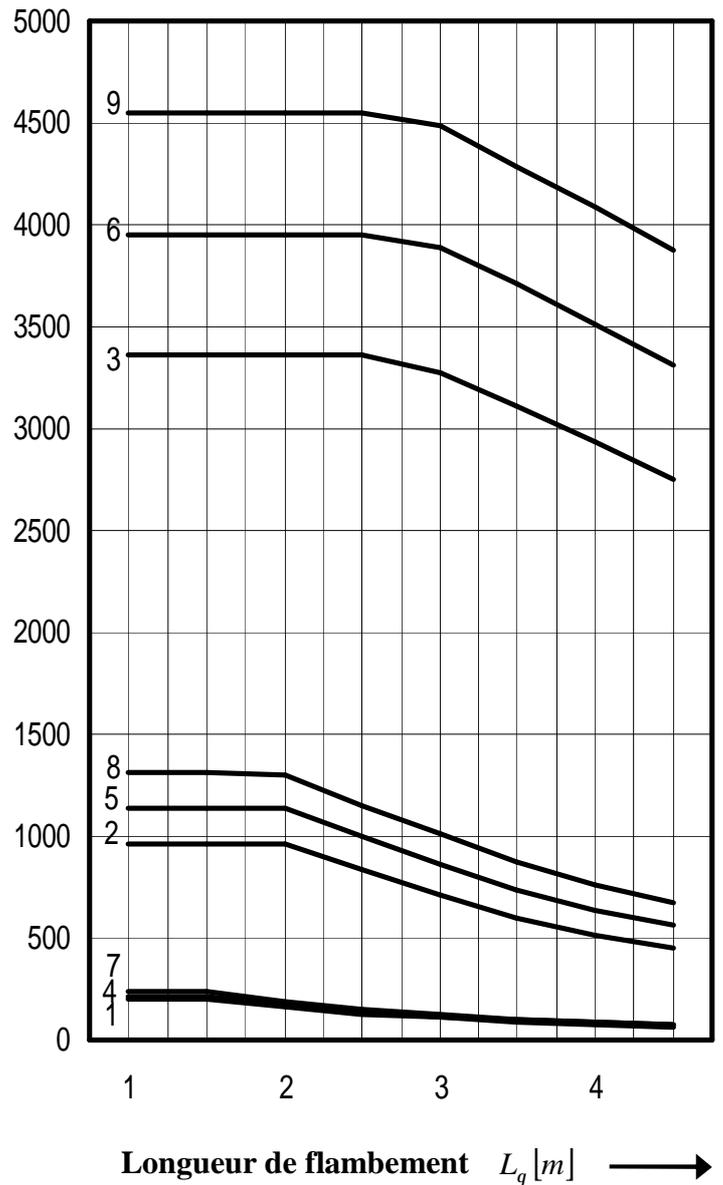


ABAQUE N=°10

Courbe de calcul	Profil circulaire	As/(Ac+As) %
1	193.7×6.3	1.0
2	273 × 8.0	1.0
3	406.4 × 10	1.0
4	193.7×6.3	2.5
5	273 × 8.0	2.5
6	406.4 × 10	2.5
7	193.7×6.3	4.0
8	273 × 8.0	4.0
9	406.4 × 10	4.0

Résistance au feu normalisé R90	Nuance d'acier :	S460
	Qualité de béton :	C40/50
	Barres d'armature :	FeE500
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

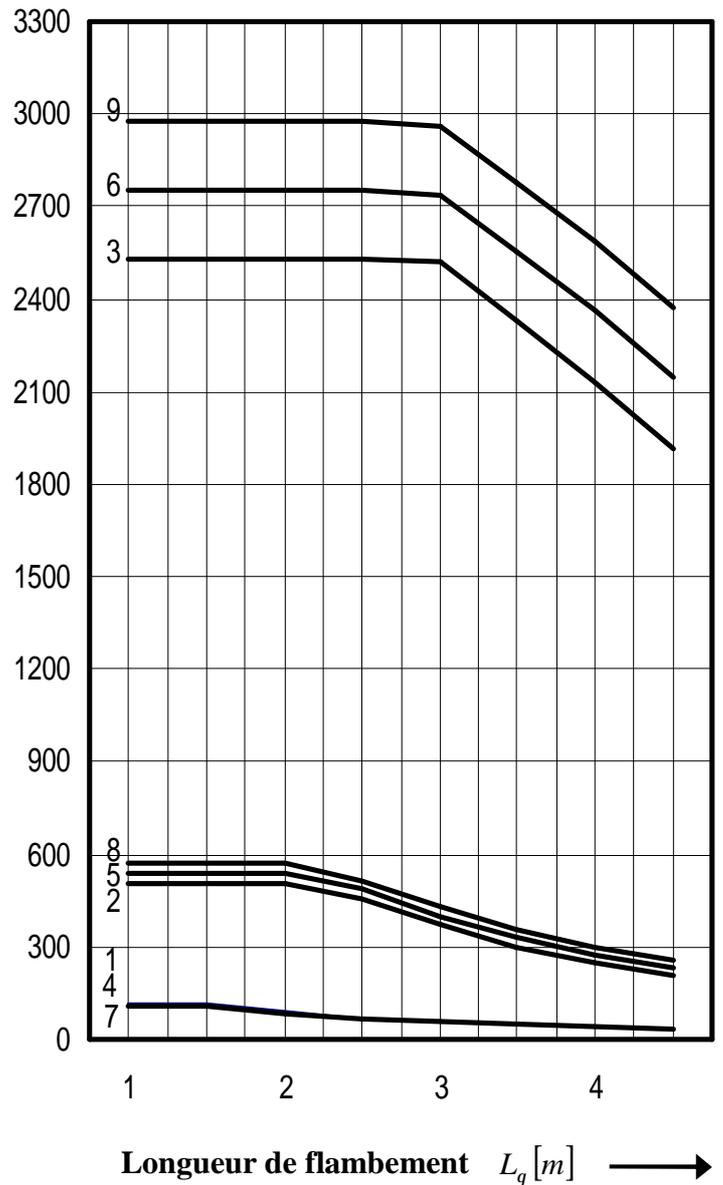
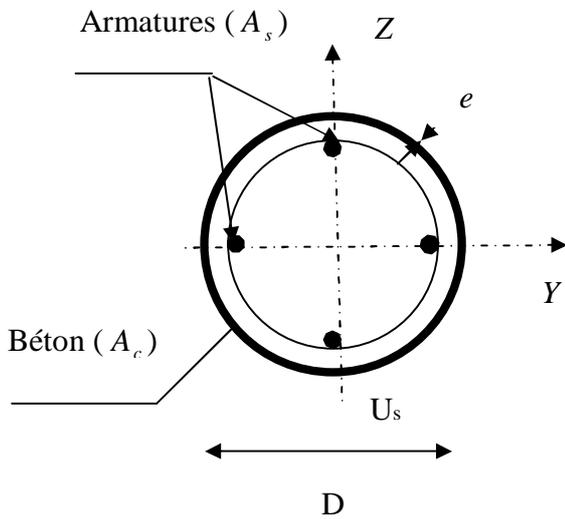


ABAQUE N=°11

Courbe de calcul	Profil circulaire	As/(Ac+As) %
1	193.7×6.3	1.0
2	273 × 8.0	1.0
3	406.4 × 10	1.0
4	193.7×6.3	2.5
5	273 × 8.0	2.5
6	406.4 × 10	2.5
7	193.7×6.3	4.0
8	273 × 8.0	4.0
9	406.4 × 10	4.0

Résistance au feu normalisé R120	Nuance d'acier :	S460
	Qualité de béton :	C40/50
	Barres d'armature :	FeE500
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

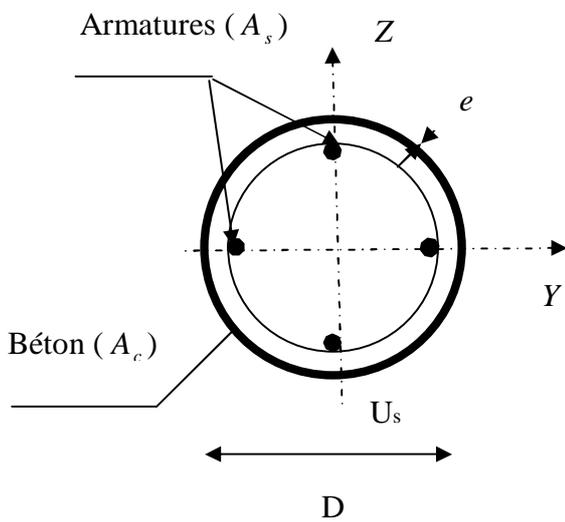
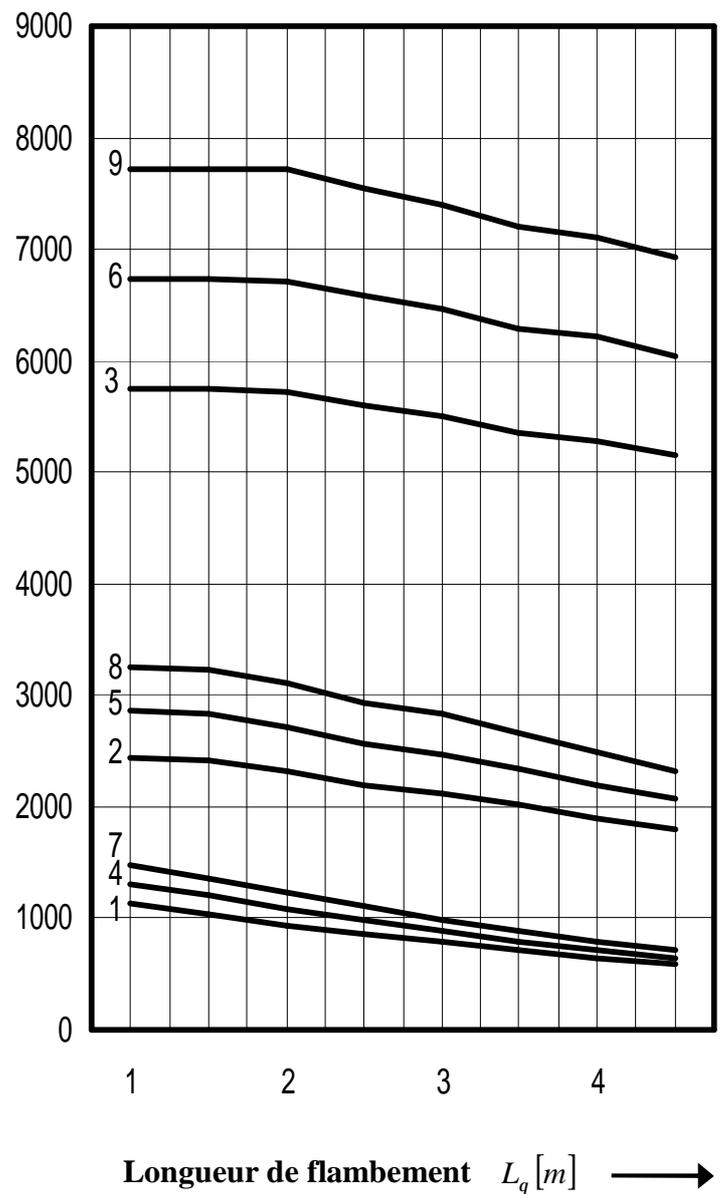


ABAQUE N=°12

Courbe de calcul	Profil circulaire	Qualité du béton
1	193.7×6.3	C20/25
2	273 × 8.0	C20/25
3	406.4× 10	C20/25
4	193.7×6.3	C30/37
5	273 × 8.0	C30/37
6	406.4× 10	C30/37
7	193.7×6.3	C40/50
8	273 × 8.0	C40/50
9	406.4× 10	C40/50

Résistance au feu normalisé R30	Nuance d'acier :	S275
	Barres d'armature :	FeE400
	Taux d'armature :	5%
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

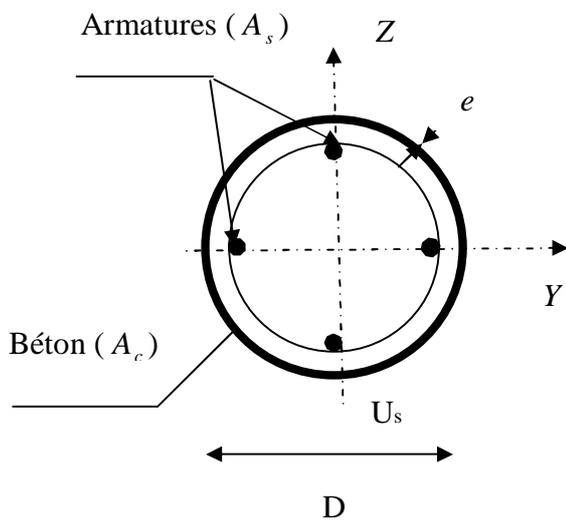
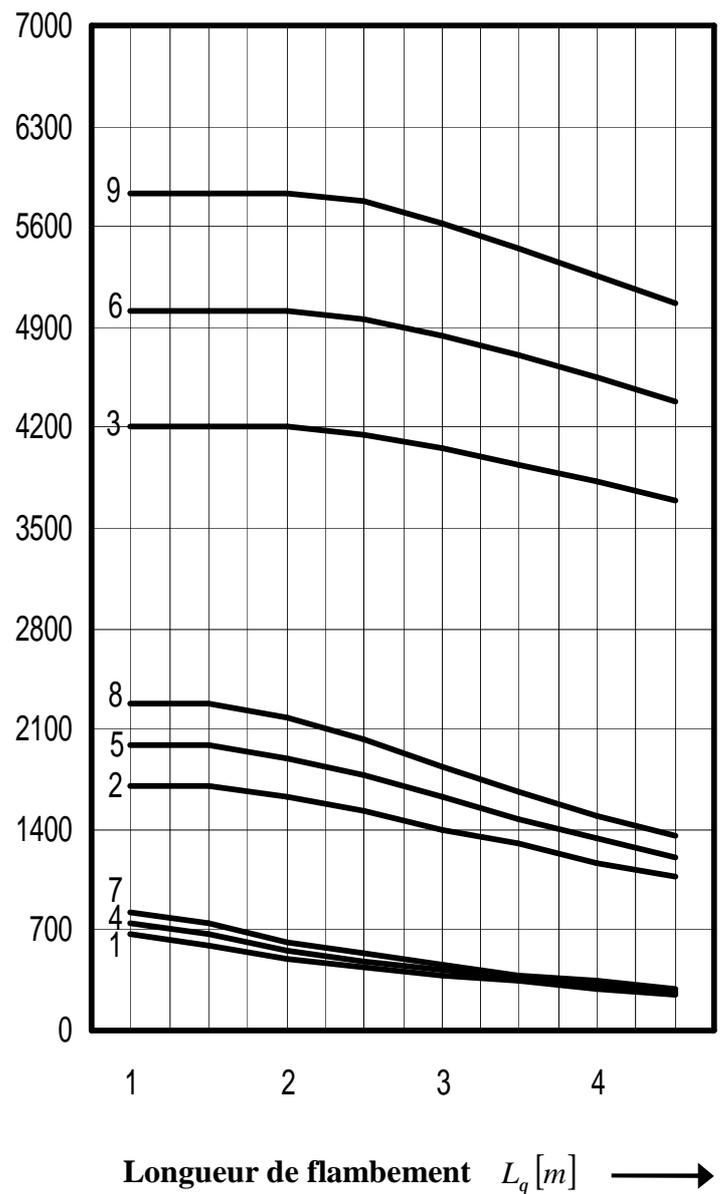


ABAQUE N=°13

Courbe de calcul	Profil circulaire	Qualité du béton
1	193.7×6.3	C20/25
2	273 × 8.0	C20/25
3	406.4× 10	C20/25
4	193.7×6.3	C30/37
5	273 × 8.0	C30/37
6	406.4× 10	C30/37
7	193.7×6.3	C40/50
8	273 × 8.0	C40/50
9	406.4× 10	C40/50

Résistance au feu normalisé R60	Nuance d'acier :	S275
	Barres d'armature :	FeE400
	Taux d'armature :	5%
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

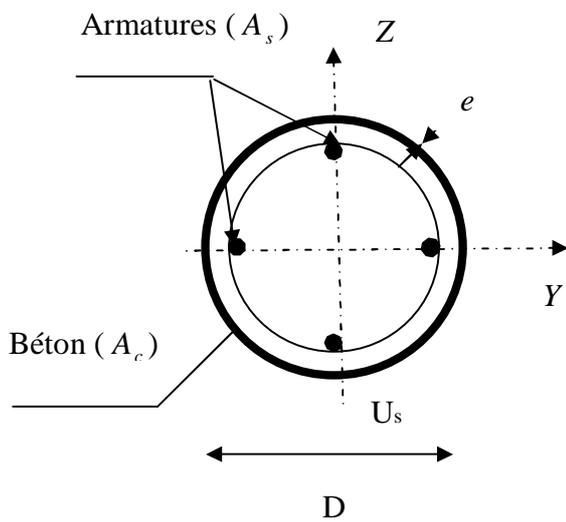
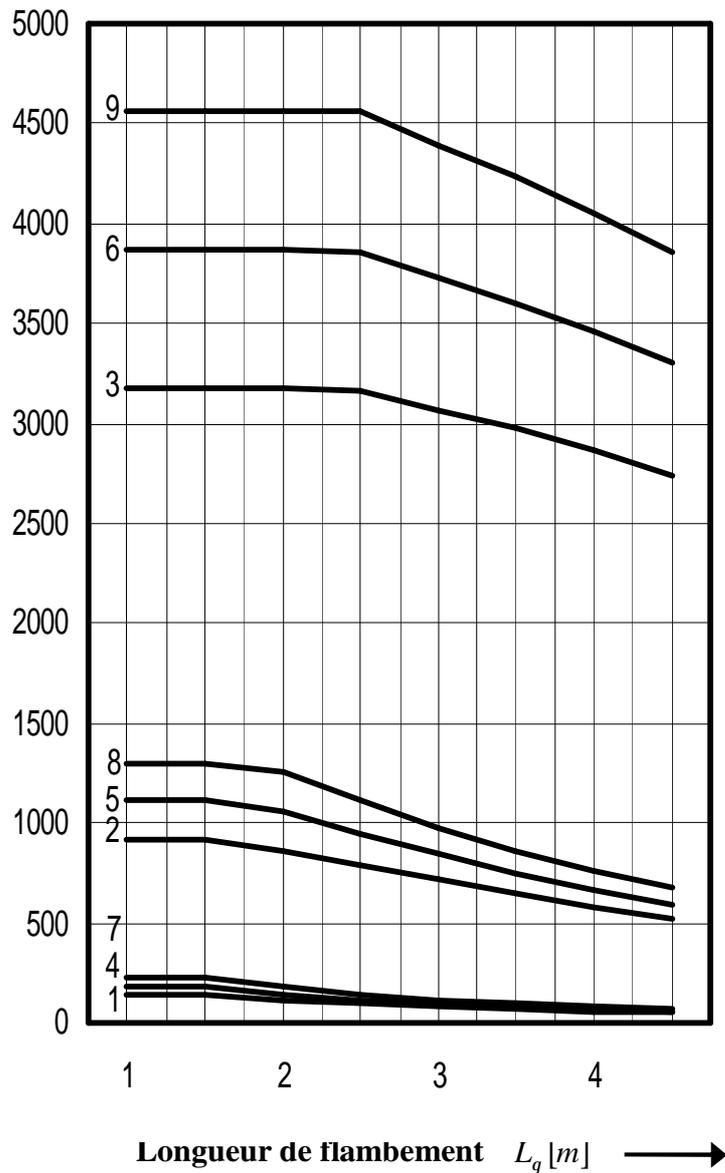


ABAQUE N=°14

Courbe de calcul	Profil circulaire	Qualité du béton
1	193.7×6.3	C20/25
2	273 × 8.0	C20/25
3	406.4× 10	C20/25
4	193.7×6.3	C30/37
5	273 × 8.0	C30/37
6	406.4× 10	C30/37
7	193.7×6.3	C40/50
8	273 × 8.0	C40/50
9	406.4× 10	C40/50

Résistance au feu normalisé R90	Nuance d'acier :	S275
	Barres d'armature :	FeE400
	Taux d'armature :	5%
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]

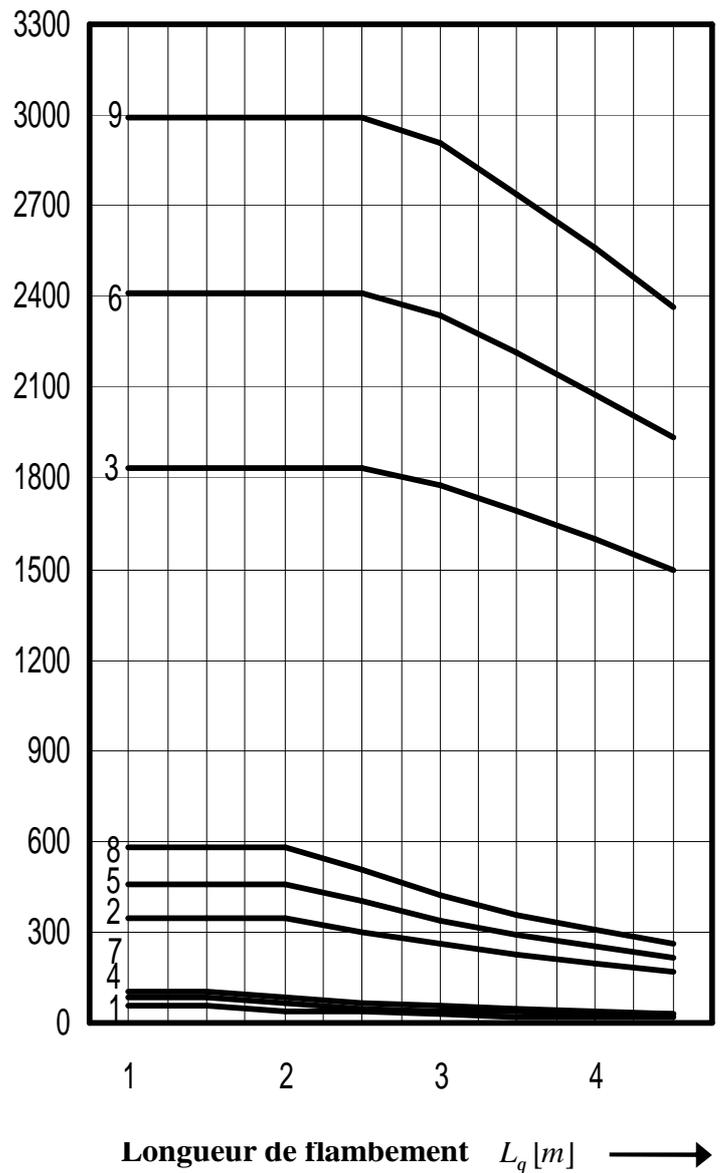
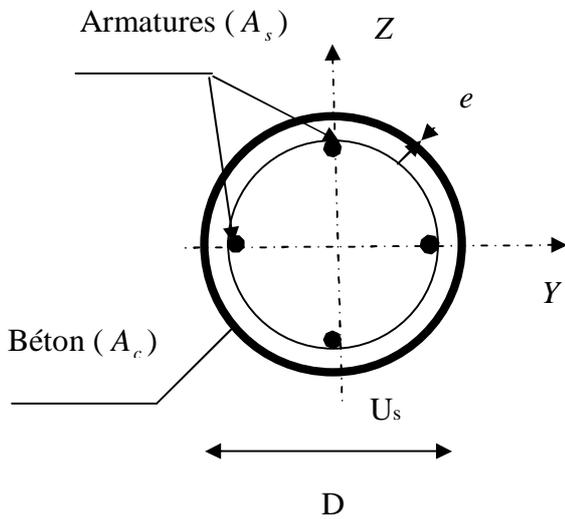


ABAQUE N=°15

Courbe de calcul	Profil circulaire	Qualité du béton
1	193.7×6.3	C20/25
2	273 × 8.0	C20/25
3	406.4× 10	C20/25
4	193.7×6.3	C30/37
5	273 × 8.0	C30/37
6	406.4× 10	C30/37
7	193.7×6.3	C40/50
8	273 × 8.0	C40/50
9	406.4× 10	C40/50

Résistance au feu normalisé R120	Nuance d'acier :	S275
	Barres d'armature :	FeE400
	Taux d'armature :	5%
	Distance d'axe d'armature U_s :	40mm

CHARGE AXIALE DE FLAMBEMENT $N_{fi,Rd}$ [KN]



ABAQUE N=°16

5.9 Conclusion

Comme pour le programme de calcul (FORTRAN 90), l'intérêt du logiciel (POTFIRE) est la facilité et la rapidité que l'on peut avoir pour calculer les résistances à l'incendie des poteaux mixtes en profils creux carrés et circulaires remplis de béton, dans un intervalle de temps très court.

Les résultats obtenus à l'aide de l'utilisation de ce logiciel, ont permis également de montrer l'influence de certains paramètres sur la résistance au feu de ce type de poteaux ($N_{fi,Rd}$).

La mise au point du logiciel de calcul a montré dans un premier temps que l'augmentation de la largeur du profil pour les sections carrées et le diamètre du tube pour les sections circulaires, donne une valeur considérable de la résistance au feu ; tandis que l'augmentation de l'épaisseur du tube a comme conséquence la diminution de la résistance au feu des poteaux, et en deuxième temps qu'une heure de feu semble constituer un maximum au delà duquel les profils creux, en général, perdent leur efficacité.

L'enrobage des armatures longitudinales et la variation de leur pourcentage, provoquent une augmentation significative de la résistance au feu des poteaux mixtes en profils creux remplis de béton.

L'augmentation de la longueur de flambement n'apporte pas un plus à la résistance, au contraire, elle diminue significativement la résistance au feu des poteaux.

Pour les résistances caractéristiques des matériaux, la nuance de l'acier de construction et la nuance de l'acier d'armature ont une influence modérée à faible, cependant la résistance du béton a une influence importante, sa variation provoque une importante augmentation de la résistance au feu de ce type de poteaux.

Avec des sections droites égales, la résistance au feu des profils circulaires est légèrement plus importante que celle des profils carrés. Cela est probablement dû à la plus grande circonférence de la section carrée de celle de la section circulaire, donc le poteau carré absorbe plus de chaleur et sa température globale est ainsi plus haute que la température globale du poteau circulaire correspondant, en plus de la présence des coins dans les sections carrées qui font que la chaleur puisse entrer par des chemins multiples.

L'indice de résistance résiduelle calculé par l'Eurocode 4 (IRR_{EC4}) reste inférieur à celui calculé par la formule de la littérature (IRR_{Han}) jusqu'à certaines valeurs de la dimension de la section et de la longueur de flambement au delà desquelles les valeur de l' IRR_{EC4} deviennent plus importantes que celles calculées par la formule de Han (IRR_{Han}).

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire a été consacrée à l'analyse au feu des poteaux mixtes en profils métalliques partiellement enrobés de béton et en profils creux remplis de béton (carrés et circulaires), avec comme objectif l'élaboration d'un programme de calcul pour déterminer la résistance à l'incendie ($N_{fi,Rd}$) et la mise en évidence les différents paramètres influençant le comportement des poteaux mixtes sous conditions de feu normalisé (ISO).

Pour les poteaux mixtes en profils métalliques partiellement enrobés de béton, les principales conclusions retenues sont comme suit :

- Durant les 30 premières minutes du feu, la température du béton croît lentement comparativement à la température de l'acier, qui à son tour croît presque de la même façon que la température du gaz. De 30 à 90 minutes les incréments de l'augmentation de la température de l'acier et du béton se rapprochent et diminuent en fonction du temps.
- Les températures de l'acier et du béton dépendent seulement de la géométrie de la section, et ne varient pas en fonction des caractéristiques mécaniques des matériaux
- L'influence de la dimension de la section sur la résistance mécanique de l'acier des semelles n'est pas vraiment significative, par contre elle est très importante vis-à-vis de la résistance de l'acier de l'âme ainsi que la résistance du béton, surtout après une heure de feu.
- 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% jusqu'à 65%) selon la taille du profilé ; tandis que la résistance du béton baisse d'environ (25% jusqu'à 45%) seulement.
- L'influence de la taille du profilé est très importante, sa variation donne une valeur considérable de la résistance au feu pouvant atteindre (575.3%). Cette influence devient beaucoup plus importante avec la durée de feu, ce qui nous permet de constater que la capacité portante des poteaux mixtes en profil enrobé dépend de plus en plus sur le profilé métallique sous condition de feu prolongé. Pour cela l'augmentation de la taille du profilé métallique est une meilleure solution car de cette façon il y aura une résistance de réserve pour soutenir les charges.
- L'augmentation du pourcentage d'armature longitudinale (ou augmentation de la section d'armature) ainsi que leur enrobage donne des valeurs importantes de la résistance au feu pouvant atteindre (122.7%) et (144.7%) respectivement, Cet effet des armatures qui apparaît beaucoup plus entre 30 et 90 minutes d'échauffement, nous permet de constater que le béton contribue en grande partie à la résistance durant cette phase, puisque le rôle des armatures est de renforcer le béton et empêcher son éclatement prématuré.
- La variation de la longueur de flambement n'apporte pas un plus à la résistance au feu des poteaux, au contraire, elle influe de manière défavorable, son augmentation provoque une diminution de la résistance au feu pouvant atteindre (29%).
- Pour les résistances caractéristiques des matériaux, la nuance de l'acier de construction et la résistance du béton influent modérément sur la résistance au feu des poteaux avec une augmentation qui peut atteindre (18.77%) et (25.6%)

respectivement, cependant la nuance de l'acier d'armature a une très faible influence, tel que sa variation provoque une légère augmentation de la résistance au feu pouvant atteindre (7.8%).

Pour les poteaux mixtes en profils creux remplis béton, les principales conclusions retenues peuvent être énumérées comme suit :

- L'augmentation de la largeur de profil pour les sections carrées et le diamètre du tube pour les sections circulaires donne des valeurs considérablement accrues de la résistance au feu pouvant atteindre (11652.63%) et (11119.05%) respectivement. Cet important effet de la dimension du profil sur la résistance, qui devient de plus en plus grand avec la durée de feu, est expliqué par le fait qu'une section plus large a plus d'aire de température basse qui peut contribuer à la résistance.
- Pendant les 30 premières minutes de feu, l'augmentation de l'épaisseur du tube agit favorablement sur la résistance au feu, avec une augmentation de cette dernière pouvant atteindre (19.23%) pour les sections carrées et (14.22%) pour les sections circulaires. En revanche cet effet devient défavorable après la 1^{ère} demi heure ; l'augmentation de l'épaisseur du tube fait diminuer la résistance au feu des poteaux carrés et circulaires jusqu'à des valeurs pouvant atteindre (20.5%) et (19.36%) respectivement. Ceci nous permet de constater que durant les premiers temps d'échauffement, le tube contribue en grande partie à la résistance, et la capacité portante du poteau dépend beaucoup plus de cet élément durant cette phase, pour cela son augmentation agit favorablement sur la résistance au feu du poteau. En revanche la diminution de la résistance après cela, nous fait dire qu'à ce moment là, la majeure partie de la charge sera reprise par le noyau de béton, surtout que les résultats de calcul ont prouvé qu'une heure de feu semble constituer un maximum au delà duquel les profils creux, en général, perdent leur efficacité, pour cela l'augmentation de l'épaisseur du tube qui provoque en premier lieu la diminution de la section du béton, fait automatiquement baisser la résistance au feu des poteaux.
- La variation du pourcentage d'armature donne des valeurs importantes de la résistance au feu des poteaux carrés et circulaires pouvant atteindre (53.8%) et (62.54%) respectivement.
- Durant les 30 premières minutes du feu, l'augmentation de l'enrobage des armatures a comme conséquence une très faible diminution de la résistance au feu pouvant atteindre (2.68%) pour les sections carrées et (1.89%) pour les sections circulaires. Cependant après 30 minutes d'échauffement, la résistance au feu commence à augmenter avec l'accroissement de l'enrobage, jusqu'à ce que l'augmentation puisse atteindre (70.31%) et (92.31%) pour les sections carrées et circulaires respectivement.

L'effet des armatures et leur enrobage qui devient plus apparent après 30 minutes de feu, confirme que durant cette période (après une demi heure) le béton commencera à résister à une plus grande proportion de la charge appliquée.

- Le changement de la longueur de flambement n'apporte pas un plus à la résistance, au contraire, il diminue significativement la résistance au feu des poteaux en profils carrés et circulaires aux environs de (75%) et (76%) respectivement.
- Pour les résistances caractéristiques des matériaux, la nuance de l'acier de construction influe faiblement sur la résistance au feu des poteaux avec une augmentation qui peut atteindre (26%) et (21.43%) en début d'échauffement, puis cette augmentation diminue jusque qu'à 90 minutes ou aucune influence n'est enregistrée. Cependant l'effet de la nuance de l'acier d'armature est un peu plus

important, sa variation provoque une augmentation de la résistance au feu de l'ordre de (39.34%) et (43.03%). En revanche l'influence de la résistance du béton peut être prise en considération puisque sa variation provoque une augmentation pouvant atteindre (100%) et (97.22%) dans les sections carrées et circulaires respectivement.

- Avec des sections droites égales, la résistance au feu des profils circulaires est légèrement plus importante que celle des profils carrés de l'ordre de (0% à 18.95%). Cela est probablement dû à la plus grande circonférence de la section carrée de celle de la section circulaire, donc le poteau carré absorbe plus de chaleur et sa température globale est ainsi plus haute que la température globale du poteau circulaire correspondant, en plus de la présence des coins dans les sections carrées qui font que la chaleur puisse entrer par des chemins multiples.
- l'indice de résistance résiduelle calculé par l'Eurocode 4 (IRR_{EC4}) reste inférieur à celui calculé par la formule de la littérature (IRR_{Han}) jusqu'à certaines valeurs de la dimension de la section et de la longueur de flambement au delà desquelles les valeurs de l' IRR_{EC4} deviennent plus importantes que celles calculées par la formule de Han (IRR_{Han}).

Lors d'études futures, il serait intéressant de faire une analyse numérique, ou bien d'opter pour une étude expérimentale qui reste le meilleur moyen simulant mieux le comportement réel des poteaux mixtes avec les différents phénomènes apparaissant lors de l'incendie (désagrégation du béton, voilement du tube, fluage et retrait,...).

En fin, d'un point de vue personnel, le travail que nous avons effectué au laboratoire de mécanique des sols et des structures (**L.M.S.S**) a été l'occasion pour nous d'améliorer et d'approfondir nos connaissances dans le domaine des structures mixtes et en particulier les poteaux mixtes et leur comportement lors d'un incendie, aussi bien dans le domaine informatique notamment sur l'élaboration de programme de calcul.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Eurocode 4 (EC4). *Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie-1.1, Règles générales et règles pour les bâtiments.* DD ENV 1994-1-1.
- [2] Mémoire de magister *.Etude du comportement de la connexion acier-béton dans une poutre mixte.* Akram. Université de Constantine.
- [3] Eurocode 1 (EC1, 1996): *Basis of Design and Actions on Structures. Part 1: Basis of Design*
- [4] Shanmugam N.E, Lakshmi B. *State of the art report on steel-concrete composite columns.* Journal of Constructional Steel Research 57 (2001) 1041–1080.
- [5] Richard Maranda. *Analyses par éléments finis de poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4.* Ecole polytechnique de Montréal 1998.
- [6] L.-H. Han, Y.-F. Yang. *Analysis of thin-walled steel RHS columns filled with concrete under long-term sustained loads.* Thin-Walled Structures 41 (2003) 849-870.
- [7] E. Ellobodya, B. Youngb, D. Lamc. *Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns.* Journal of Constructional Steel Research 62 (2006) 706–715.
- [8] Mathias Johansson. *Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel-Concrete Columns.* Chalmers University of Technology- Göteborg, Sweden 2002
- [9] Loïc Thomas, Guy Archambault. *Sécurité incendie.* Collection Mémentos acier (Edition 2005).
- [10] Frédéric Masson. *Comportement de structures soumises à un incendie.* INERIS (Institut National De L'environnement Industriel Et Des Risques) DRA - FMs/FMs - 2001 - P25430
- [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] B. Zhao. *Projet DIFISEK, Partie 3 : Comportement mécanique au feu.* CTICM – Centre Technique de la Construction Métallique, France.
- [13] L. Twilt. *Projet DIFISEK, Partie 2 : Transfert thermique.* TNO Bouw – Centre for Fire Research, The Netherlands.
- [14] Z.-F. Huang, K-H .Tan, G-H . Phng. *Axial restraint effects on the fire resistance of composite columns encasing I-section steel.* Journal of Constructional Steel Research 63 (2007) 437–447.

- [15] 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
- [16] 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.
- [17] V.K.R. Kodur. *Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire.* *Can. J. Civ. Eng.* 25: 975–981 (1998).
- [18] 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.
- [19] 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.
- [20] 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.
- [21] 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.
- [22] 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.
- [23] X. X. Zha. *FE analysis of fire resistance of concrete filled CHS columns.* *Journal of Constructional Steel Research* (2002).
- [24] Han LH. *Fire performance of concrete filled steel tubular beam-columns.* *Journal of Constructional Steel Research—An International Journal* 2001;57(6):697–711.
- [25] Manuel d'utilisation du logiciel de calcul au feu des profils creux remplis de béton (POTFIRE).
- [26] Produits sidérurgiques de première transformation : formulaire—Techniques de l'ingénieur.
- [27] ARCELOR « *Construction mixte acier-béton à base de poutrelles laminées* ».
- [28] Eurocode 3 (EC3). *Calcul des structures métalliques, Partie-1.1, Règles générales et règles pour les bâtiments.*”.

ANNEXE

Exemple de calcul de la résistance au feu ($N_{fi,Rd}$) d'un poteau mixte partiellement enrobé par le programme de calcul à l'aide du FORTRAN

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.

2-Longueur de flambement

On admet dans les calculs, en conformité avec l'ENV EC4-1-2 [11] pour la situation d'incendie les longueurs de flambement suivantes :

- à température ambiante : $L = 1.H = 4.20\text{m}$
- en situation d'incendie : $L = 0,5.H = 2.10\text{m}$

3-Données

La section transversale à analyser est composée de :

Poteau en acier

Profilé :	HEA360
Nuance d'acier :	S235
Hauteur :	$h = 350\text{mm}$
Largeur :	$b = 300\text{mm}$
Epaisseur de l'âme :	$e_w = 10\text{mm}$
Epaisseur des semelles :	$e_f = 17.5\text{mm}$
Aire de la section :	$A_a = 14300\text{mm}^2$
Limite d'élasticité :	$f_{ay} = 235\text{MPa}$
Module d'élasticité :	$E_a = 210000\text{N} / \text{mm}^2$
Moment d'inertie de flexion :	$I_{a,z} = 78,9.10^6\text{mm}^4$ (axe faible)

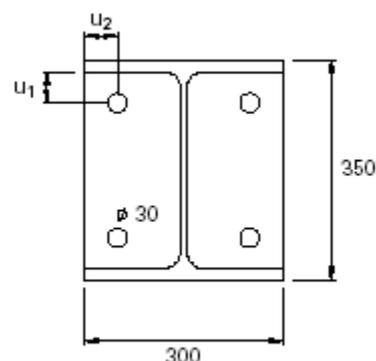


Figure A.1 : Section transversale calculée

Armature

Nuance d'acier :	S500
Diamètre :	4 Ø 30
Aire de la section :	$A_s = 2828mm^2$
Limite d'élasticité :	$f_{sk} = 500MPa$
Module d'élasticité :	$E_s = 210000N / mm^2$
Moment d'inertie :	$I_{s,z} = 28,4.10^6 mm^4$
Distance entre axes :	$U_s = 50mm$

Béton

Classe de résistance :	C30/37
Aire de la section :	$A_c = 87.9.10^3 mm^2$
Résistance en compression :	$f_{ck} = 30MPa$
Module élastique :	$E_{cm} = 32000N / mm^2$
Moment d'inertie :	$I_{c,z} = 680,3.10^6 mm^4$

4-Calcul de la résistance au flambement à température ambiante (à t=0)

La résistance du poteau à la température ambiante est calculée comme suit :

Résistance plastique à la compression :

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A_a \cdot f_{ay} / g_{Ma} + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / g_c + A_s \cdot f_{sk} / g_s \\
 &= (14300 \times 235 / 1,1 + 87900 \times 0,85 \times 30 / 1,5 + 2828 \times 500 / 1,15) / 1000 \\
 &= 5649KN
 \end{aligned}$$

et lorsque tous les facteurs partiels de sécurité sont égaux à 1,0 dans la formule précédente :

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A_a \cdot f_{ay} + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \\
 &= (14300 \times 235 + 87900 \times 0,85 \times 30 + 2828 \times 500) / 1000 \\
 &= 6873KN
 \end{aligned}$$

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

$$(14300 \times 235 / 1,1) / 1000 = 2925KN$$

soit, rapportée à la résistance plastique totale :

$$\delta = 2925 / 5649 = 0,518$$

La condition $0,2 < \delta < 0,9$ est satisfaite.

Charge critique élastique de flambement :

$$\begin{aligned}
 N_{cr} &= p^2 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,8 \cdot E_{cd} \cdot I_c) / L^2 \\
 &= \frac{p^2}{4200^2} \cdot (210 \times 78,9 + 210 \times 28,4 + 0,8 \times 23,7 \times 680,3) \cdot 10^6 \\
 &= 19824 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Elancement réduit (non dimensionnel) :

$$\bar{I} = \sqrt{N_{pl,R} / N_{cr}} = \sqrt{6873 / 19824} = 0,589$$

La condition $\bar{I} < 2,0$ est satisfaite

Courbe de flambement « c » suivant l'EC3-1-1 [28] $\rightarrow c_z = 0,792$

Résistance du poteau au flambement :

$$N_{b,Rd} = c_z \cdot N_{pl,Rd} = 0,792 \cdot 5649 = 4472 \text{ KN}$$

5-Calcul de la résistance au feu R60

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 comme suit :

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

Les conditions sont bien satisfaites.

Les dimensions du profilé HEA360 sont :

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

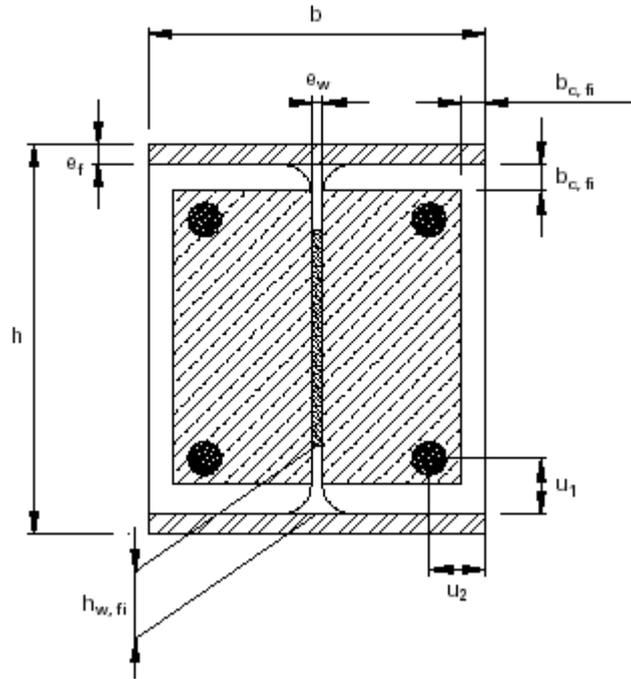


Figure A.2 : Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu

Contribution des semelles du profilé

La température moyenne de la semelle est :

$$q_{f,t} = q_{0,t} + k_t (A_m / V) \quad (\text{t est la durée de l'incendie}).$$

Le facteur de massivété :

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (h + b)}{h \cdot b} = 12,381 \text{ m}^{-1}$$

Tableau 3.3 (Chapitre 3) , pour R60 : $q_{0,t} = 680^\circ\text{C}$ et $k_t = 9,55 \text{ m}^\circ\text{C}$

$$q_{f,t} = 798,2^\circ\text{C}$$

La limite et le module élastiques à $798,2^\circ\text{C}$ sont :

$$f_{a,\max,f,t} = f_{ay,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{\max,q}$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = E_{a,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{E,q}$$

Tableau 3.2 de l'EC4-1-2 [11] : $k_{\max,q} = 0,1121$ et $k_{E,q} = 0,091$

$$f_{a,\max,f,t} = 25,22 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = 19047 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2 \cdot (b \cdot e_f \cdot f_{a,\max,f,t}) / g_{M,fi,a} = 264810 \text{ N}$$

Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :

$$(E.I)_{\bar{f}i,f,z} = \bar{E}_{a,f,t} \left(e_f \cdot \frac{b^3}{6} \right) = 1,5 \cdot 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

Contribution de l'âme du profilé

La partie de l'âme à négliger :

$$h_{w,\bar{f}i} = 0,5 \cdot (h - 2 \cdot e_f) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \cdot \frac{H_t}{h}} \right)$$

Tableau F.2 de l'EC4-1-2 [11] : $H_t = 770\text{mm}$ pour la classa R60

$$h_{w,\bar{f}i} = 30,7\text{mm}$$

Niveau de contrainte maximal :

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

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{\bar{f}i,pl,Rd,w} = e_w \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,\bar{f}i}) \cdot f_{a,\max,w,t} / g_{M,\bar{f}i,a} = 459271\text{N}$$

Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :

$$(E.I)_{\bar{f}i,w,z} = E_{a,w,20^\circ\text{C}} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,\bar{f}i}) \cdot e_w^3 / 12 = 4,437 \cdot 10^9 \text{ N.mm}^2$$

Contribution des armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité de calcul :

$$U = \sqrt{U_1 \cdot U_2} = 50\text{mm}$$

Tableau F.5 de l'EC4-1-2 [11] : $k_{y,t} = 0,976$ pour R60

Facteur de réduction du module d'élasticité :

Tableau F.6 de l'EC4-1-2 [11] : $k_{E,t} = 0,689$ pour R60

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{\bar{f}i,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy,20^\circ\text{C}} / g_{M,\bar{f}i,s} = 1379771\text{N}$$

Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :

$$(E.I)_{\bar{f}i,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20^\circ\text{C}} \cdot I_{s,z} = 4,114 \cdot 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

Contribution du béton

Couche extérieur de béton négligée dans le calcul :

Tableau F.3 de l'EC4-1-2 [11] : $b_{c,\bar{f}i} = 15,0\text{mm}$

Température moyenne du béton :

Tableau F.4 de l'EC4-1-2 [11] : pour $A_m / V = 12,381 \rightarrow q_{c,t} = 328,17^\circ\text{C}$

Module sécant réduit du béton :

$$E_{c,sec,q} = f_{c,q} / e_{cu,q} = f_{c,20^{\circ}C} \cdot k_{c,q} / e_{cu,q}$$

Tableau 3.3 de l'EC4-1-2 [11] : $k_{c,q} = 0,822$ et $e_{cu,q} = 6,423 \cdot 10^{-3}$

$$E_{c,sec,q} = 3839 N / mm^2$$

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \cdot [(h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) (b - e_w - 2 \cdot b_{c,fi}) - A_s] \cdot f_{c,q} / g_{M,fi,c} = 1162708 N$$

Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :

$$(E.I)_{fi,w,z} = E_{c,sec,q} \cdot \left[(h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \left((b - 2 \cdot b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right] - I_{s,z} = 1,685 \cdot 10^{12} N \cdot mm^2$$

Charge axiale de flambement à température élevée (R60)

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} = 3266560 N$$

Rigidité efficace totale en flexion :

$$(EI)_{fi,eff,z} = j_{f,q} \cdot (EI)_{fi,f,z} + j_{w,q} \cdot (EI)_{fi,w,z} + j_{c,q} \cdot (EI)_{fi,c,z} + j_{s,q} \cdot (EI)_{fi,s,z}$$

Tableau F.7 de l'EC4-1-2 [11] : $j_{f,q} = 0,9$; $j_{w,q} = 1,0$; $j_{c,q} = 0,8$; $j_{s,q} = 0,9$

$$(EI)_{fi,eff,z} = 6,405 \cdot 10^{12} N \cdot mm^2$$

Charge critique élastique de flambement :

$$N_{fi,cr,z} = p^2 \cdot (EI)_{fi,eff,z} / L_q^2 \quad \text{avec } L_q = L / 2 = 2100 mm$$

$$N_{fi,cr,z} = 14334 KN$$

Elancement réduit :

$$\bar{I}_q = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}}$$

$N_{fi,pl,R}$ est la valeur de $N_{fi,pl,Rd}$ lorsque tous les facteurs partiels de sécurité $g_{M,fi} = 1,00$

$$N_{fi,pl,R} = 3615372 N$$

$$\bar{I}_q = 0,502$$

La courbe de flambement « c » définie dans l'EC3-1-1 [28] donne $\rightarrow c_z = 0,842$

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

$$N_{fi,Rd,z} = c_z \cdot N_{fi,pl,Rd} = 2750443 N = 2750 KN$$

RESUME

L'objet du présent travail de recherche est de cerner le comportement à l'incendie des poteaux mixtes en profils métalliques partiellement enrobés de béton et en profils creux remplis de béton, par la méthode de calcul de l'EC4 en élaborant un programme de calcul permettant d'effectuer une étude paramétrique afin de déterminer les paramètres les plus influant sur la résistance ultime à l'incendie ($N_{fi,Rd}$)

Le travail présenté comprend principalement 5 chapitres:

- ü Le premier chapitre montre l'intérêt de la constructions mixte en présentant ses avantages et inconvénients, ainsi que l'effet du mixte sur la résistance et la rigidité de ce genre de construction.
- ü Le deuxième chapitre a été consacré à la définition et la présentation du feu et son influence sur les constructions, avec les différents types et modélisation d'incendies, les caractéristiques de l'acier et du béton aux températures élevées, ainsi que les mesures de protection pour ces deux matériaux sont présentés.
- ü Le troisième chapitre consiste à synthétiser les différents travaux de recherche sur le comportement des poteaux mixtes acier-béton à l'incendie en montrant les différents modèles de calcul et approches d'analyse, et une présentation de la méthode analytique dite « méthode de calcul simplifié » présentée par les annexes F et G de l'Eurocode 4, pour les poteaux mixtes en profils métalliques partiellement enrobés de béton, et profils creux remplis de béton.
- ü Le quatrième chapitre a été consacré à l'élaboration d'un programme de calcul qui nous permet l'analyse de la résistance à l'incendie et l'étude paramétrique des poteaux mixtes en profils métalliques partiellement enrobés de béton, afin d'apprécier l'influence de certains paramètres tels que :
La taille du profilé, le taux d'armature, l'enrobage des armatures, la longueur de flambement, la classe du béton, la nuance de l'acier de construction et la nuance de l'acier des armatures.
Il s'est avéré que la résistance au feu des poteaux est très sensible à la variation de la taille du profilé métallique, du pourcentage d'armature longitudinale et leur enrobage et de la longueur de flambement. Cependant la nuance de l'acier de construction, la résistance du béton et la nuance de l'acier d'armature ont une influence modérée à faible.
- ü Le cinquième chapitre a été consacré à l'analyse de la résistance à l'incendie des poteaux mixtes en profils creux carrés et circulaires remplis béton, à l'aide du logiciel de calcul POTFIRE fondé sur les règles de l'Eurocode 4, nous permettant de conduire une étude paramétrique afin d'apprécier l'influence de certains paramètres tels que :
La dimension transversale de la section, l'épaisseur du tube d'acier, le taux d'armature, l'enrobage des armatures, la longueur de flambement, la classe du béton, la nuance de l'acier de construction et la nuance de l'acier des armatures.
Il s'est avéré que la résistance au feu des poteaux est très sensible à la variation de La dimension transversale du profil, de l'épaisseur du tube, du pourcentage d'armature longitudinale et leur enrobage, de la longueur de flambement et de la résistance du béton. Cependant la nuance de l'acier de construction, et la nuance de l'acier d'armature ont une influence modérée à faible.

Mots-clés: construction mixte – poteaux mixtes – résistance au feu - performance au feu - section en acier partiellement enrobée – section remplie de béton – programme de calcul - logiciel de calcul - Eurocode 4 - Annexe F - Annexe G

ABSTRACT

The object of the present work is to determine the fire behaviour of composite columns in partially encased steel section and in hollow sections infilled with concrete, by the method of calculation of the EC4 by working out a calculation programme making it possible to carry out a parametric study in order to determine the parameters more influencing ultimate fire resistance.

Work presented includes mainly 5 chapters:

Ü The first chapter shows the interest of composite constructions by having its advantages and disadvantages, as well as the effect of composite on resistance and rigidity of this kind of construction

Ü The second chapter was dedicated to the definition and the presentation of fire and its influence on constructions, with the various types and modelling of fires, the characteristics of steel and concrete at high temperatures, as well as the protection measures for these two materials are presented.

Ü The third chapter consists in synthesizing the various research tasks on the fire behaviour of the steel-concrete composite columns by showing the various models of calculation and approaches of analysis, and a presentation of the analytical method known as "method of calculation simplified" presented by the appendices F and G of Eurocode 4, for the partially encased and infilled composite columns.

Ü The fourth chapter was devoted to the development of a calculation programme which allows us the analysis of resistance to the fire and the parametric study of the composite columns in partially encased section, in order to appreciate the influence of certain parameters such as:

Size of the section, rate of reinforcement, coating of the reinforcements, length of buckling, class of concrete, nuance of structural steel and nuance of the steel of the reinforcements.

It proved that the fire resistance of the columns is very sensitive to the variation of the size of profile size, percentage of longitudinal reinforcement and their coating and of buckling length. However the nuance of structural steel, resistance of the concrete and the nuance of reinforcing steel have an influence moderated with weak

Ü The fifth chapter was devoted to the analysis of fire resistance of composite columns in square and circular hollow profiles filled concrete, using the computation software POTFIRE based on the rules of Eurocode 4, us making it possible to lead a parametric study in order to appreciate the influence of certain parameters such as:

The transverse dimension of the section, the thickness of the steel tube, the rate of reinforcement, the coating of the reinforcements, the length of buckling, the class of the concrete, the nuance of the structural steel and the nuance of the steel of the reinforcements.

It proved that the fire resistance of the columns is very sensitive to the variation of the transverse dimension of the profile, thickness of the tube, the percentage of longitudinal reinforcement and their coating, the length of buckling and of the resistance of the concrete. However the nuance of the structural steel, and moderates it reinforcing steel have an influence moderated with weak.

Keywords: composite constructions – composite columns – fire resistance – fire performance - partially encased steel section – concrete infilled section – program of calculation - software of calculation – Eurocode 4 – Appendix F - Appendix G