

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



**Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie-civil**



**Thèse**

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

**Doctorat en Sciences**  
**Option : Génie civil**

Sous le Thème :

**MODELISATION NUMERIQUE DES POTEAUX  
MIXTES AVEC PROFILS CREUX EXPOSES A  
L'INCENDIE NATUREL**

Présentée par :

**SEKKIOU Soumia**

**Devant le jury composé de :**

M. MAALEM Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Président
M. LAHBARI Noureddine	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M. ZEDIRA Hamma	Prof.	Université de Khenchela	Examineur
M. BENMARCE Abdelaziz	Prof.	Université de Guelma	Examineur
M. GUENFOUD Mohamed	Prof.	Université de Guelma	Examineur
M. BOUZID Tayeb	MCA	Université de Batna 2	Examineur
M. BERNARD Fabrice	HDR	INSA-Rennes, France	Invité

**MAI 2019**

## ***Remerciements***

Ce travail a été effectué à l'université de Batna 2 et au **Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique (LGCGM)** de l'Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Rennes-France.

Grâce à dieu, aux personnes qui m'ont soutenu ce travail a pu avoir le jour.

Comme guise de reconnaissance, j'adresse mes sincères remerciements et ma noble gratitude à mon directeur de thèse monsieur LAHBARI Nouredine, Professeur à l'université de Batna2, pour sa confiance, sa patience, son aide et ses encouragements.

Mes remerciements vont également à monsieur Dimia Med salah, maître de conférence à l'université de Batna 2 de m'avoir mis sur les rails pendant une période très difficile ou j'étais vraiment perdue, et pour l'aide précieuse qu'il m'a apporté en me faisant profiter largement de ses connaissances, sans rien demander en retour. Je lui exprime mes profonds remerciements, pour ses conseils, sa grande disponibilité et sa modestie.

Je tiens à remercier également monsieur BERNARD Fabrice, HDR à l'INSA de Rennes, pour sa confiance, son assurance, sa disponibilité et ses qualités scientifiques et humaines qui m'ont permis de réaliser ce travail dans un pays autre que le mien, là où j'étais très bien entourée grâce à lui.

Je n'oublie jamais l'aide de mon amie et sœur DJEBAILI Ikram qui m'a tant soutenu et aidé durant plusieurs années afin de pouvoir persévérer.

Je voudrais aussi remercier très sincèrement mon enseignant Professeur HOUARI Hacène qui grâce à lui j'ai pu avoir des contacts à l'étranger.

Enfin, j'aimerais également remercier les membres du jury qui ont accepté de lire, d'évaluer et d'assister pour soutenir ce travail de recherche

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

## **RESUME**

Dans le présent travail, nous présentons un modèle traitant le comportement au feu naturel des colonnes mixtes avec tube d'acier rempli de béton, en prenant en compte l'interface acier-béton.

Le comportement au feu de ce type de poteau a été étudié de manière approfondie dans divers pays. Presque tous les paramètres essentiels influençant leur résistance ont été identifiés: section et dimensions, remplissage de béton, taux d'armature, épaisseur du tube d'acier, élancement de la colonne, propriétés thermiques et mécaniques de l'acier et du béton et aussi le problème de contact à l'interface acier-béton. La plupart de ces travaux ont été réalisés dans des conditions d'incendie standard (ISO), qui sont représentées par une augmentation continue de la température au cours du temps. Ce n'est donc pas vraiment une courbe reflétant un feu naturel qui comprend non seulement une phase de chauffage mais également une phase de refroidissement pendant laquelle la température du feu redescend à la température ambiante.

Dans ce travail de recherche, nous avons étudié le comportement de colonnes à section carrée creuse remplies de béton chargées axialement et soumises à des conditions d'incendie naturelles. Les principaux objectifs de cette étude sont: premièrement, démontrer le phénomène de rupture tardive de ce type de colonnes pendant ou après la phase de refroidissement d'un feu, puis étudier l'influence de certains paramètres déterminants, tels que la taille de la section, l'épaisseur du tube, rapport de renforcement, enrobage de béton, longueur de la colonne et interface acier-béton.

Les résultats montrent que des ruptures tardives se produisent pour des sections massives, de faibles valeurs de l'épaisseur du tube métallique et pour les petits élancements.

**Mots-clés:** Feu naturel, Résistance au feu, Colonne mixte, Phase de refroidissement, Résistance résiduelle.

## ABSTARCT

In the present work, we present a model dealing with the natural fire behavior of composite columns with steel pipe filled with concrete, taking into account the steel-concrete interface.

The fire behavior of concrete filled hollow steel sections has been studied extensively in various countries. Almost all essential parameters influencing their resistance have been identified: section shape and dimensions, concrete filling, reinforcement ratio, steel tube thickness, column slenderness, thermal and mechanical properties of steel and concrete, and even the contact problem at the steel-concrete interface. Most of these works were done under standard fire conditions (ISO), which are represented by a continuously increasing temperature over time. It is thus not really a curve reflecting a natural fire which includes not only a heating phase but also a cooling phase during which the temperature of the fire is decreasing back to ambient temperature.

In this paper, the behavior of axially loaded concrete filled square hollow section columns subjected to natural fire conditions has been studied. The main objectives of this study are: first, to demonstrate the phenomenon of delayed collapse of this type of columns during or after the cooling phase of a fire, and then to study the influence of some determinant parameters, such as section size, tube thickness, reinforcement ratio, concrete cover, column length and steel-concrete interface.

The results show that delayed failures occur for massive sections, small values of the thickness of the steel tube and for the low-slenderness.

**Keywords:** Natural fire, Fire resistance, composite column, cooling phase, residual strength

## ملخص

في هذا العمل، نقدم نموذج يعالج سلوك الأعمدة المختلطة المصنوعة من أنابيب معدنية مليئة بالخرسانة تحت تأثير النار الطبيعية ، مع الأخذ بعين الاعتبار الواجهة بين الفولاذ و الخرسانة

قد تمت دراسة سلوك هذا النوع من الأعمدة ضد الحريق على نطاق واسع في العديد من البلدان. وقد تم تحديد ما يقرب من جميع العوامل الأساسية التي تؤثر على مقاومتهم، مثل : السطح والأبعاد، خرسانة الملاء، نسبة التسليح، سمك الأنابيب، نحول العمود، والخصائص الحرارية والميكانيكية للخرسانة و الفولاذ، وأيضا مشكلة الاتصال في الواجهة بين المادتين نفذت معظم هذه الأعمال في ظل ظروف النار القياسية (ISO) ، والتي يمثلها الزيادة المستمرة في درجة الحرارة مع مرور الوقت. هذا ليس حقا منحني يعكس النار الطبيعية التي لا تشمل سوى مرحلة التسخين ولكن أيضا مرحلة التبريد و التي خلالها تنخفض درجة حرارة النار إلى درجة حرارة الغرفة.

في هذا البحث، قمنا بدراسة سلوك أعمدة جوفاء مربعة مليئة بالخرسانة مع تحميل محوري وتحت ظروف النار الطبيعية. الأهداف الرئيسية لهذه الدراسة هي: أولاً، التأكيد على ظاهرة كسر هذه الأعمدة في وقت متأخر أثناء أو بعد مرحلة التبريد من النار، ثم دراسة تأثير بعض العوامل الرئيسية، مثل أبعاد السطح ، سماكة الأنبوب، نسبة التسليح، الغطاء الخرساني، طول العمود والواجهة بين المادتين.

أظهرت النتائج أن انكسارات متأخرة تحدث عند الأسطح الضخمة، القيم المنخفضة من سمك الأنبوب المعدني والغرز الصغيرة.

الكلمات المفتاحية : النار الطبيعية ، مقاومة الحريق ، العمود المختلط ، مرحلة التبريد ، المقاومة المتبقية.

## TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	I
RESUME.....	II
ABSTRACT.....	III
TABLE DES MATIERES.....	IV
LISTE DES TABLEAUX.....	VIII
LISTE DES FIGURES.....	IX
LISTE DES SYMBOLES.....	XII
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
I.1 Problématique.....	1
I.2 Objectifs et méthodologie.....	1
I.3 Organisation de la thèse.....	2
<b>CHAPITRE I – ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>4</b>
I.1. Introduction.....	4
I.2. Généralités.....	4
I.2.1. Présentation des profils creux remplis de béton .....	5
I.2.2. Incendie normalisé et incendie réel.....	6
I.2.3. Notion de résistance au feu.....	8
I.3. Propriétés thermo-mécaniques de l’acier et du béton aux températures élevée.....	9
I.3.1. Propriétés thermiques .....	9
I.3.1. 1. Masse volumique de l’acier et du béton.....	9
I.3.1. 2. Conductivité thermique de l’acier et du béton .....	11
I.3.1. 3. Chaleur spécifique de l’acier et du béton .....	13
I.3.1. 4. Dilatation thermique de l’acier et du béton.....	17
I.3.2. Propriétés mécaniques .....	19
I.3.2.1. Courbe contrainte - déformation de l’acier.....	19
I.3.2.2. Comportement du béton à température ambiante .....	22
I.3.2.3. Comportement du béton à température élevée.....	27
I-4 Revue des travaux réalisés sur la tenue au feu des profils creux remplis de béton.....	32
I.4.1.Introduction.....	32
I.4.2. Facteurs affectant la résistance au feu.....	34
I.5. Conclusion.....	37

<b>CHAPITRE II MODELISATION DU FEU DE COMPARTIMENT.....</b>	<b>38</b>
II.1. Introduction.....	38
II.2. Caractéristiques du compartiment du feu.....	38
II.2.1. Limites du compartiment.....	39
II.2.2. Parois : caractéristiques thermiques.....	39
II.2.3. Caractéristiques des ouvertures.....	41
II.3 Développement du feu.....	41
II.3.1. Feu localisé.....	43
II.3.2. Feu généralisé.....	43
II.3.2.1. Feux paramétriques.....	43
II.3.3. Prise en compte d'un incendie réel.....	47
II.3.4. Etude paramétrique et choix des scénarios de feu.....	50
II.3.4.1. Calcul des courbes températures-temps.....	51
II.3.5. Transfert de la chaleur et application au cas de l'incendie.....	52
II.3.5.1. Développement des températures.....	53
II.3.5.2. Notions de flux de chaleur.....	55
II.3.5.3. Echanges thermiques entre milieu ambiant et structure.....	57
II.3.5.4. Flux de chaleur sur la surface exposée.....	58
II.3.5.5. Echange thermique à la surface de contact.....	59
II.3.5.6. Echanges thermique à l'interface acier-béton.....	61
II.3.5.7. Equations de transfert de la chaleur dans les colonnes.....	62
II.4 Conclusion.....	65
<b>CHAPITRE III-ETUDES DES POTEAUX MIXTES EN PROFIL CREUX REMPLIS DE BETON SOUS FEU NATUREL EN CONSIDERANT UN CONTACT PARFAIT.....</b>	<b>67</b>
III.1 Introduction.....	67
III.2 Présentation succincte de SAFIR.....	67
III.2.1. Analyse thermique.....	68
III.2.1.1 Environnement thermique.....	68
III.2.1.2 Approche numérique pour l'analyse thermique.....	68
III.2.1.3 Approche numérique pour l'analyse structurelle.....	70
III.2.2 Principales hypothèses utilisées dans les simulations numériques.....	75

III.3. Description de l'étude.....	76
III.3.1 Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux.....	76
III.3.1.1 Modèle thermique.....	76
III.3.1.2 Modèle mécanique.....	76
III.3.2 Scenarios des feux utilisés.....	77
III.3.3 Principes de la simulation.....	79
III.4 Etude des colonnes mixtes avec profils creux remplis de béton.....	80
III.4.1 Analyse thermique.....	84
III.4.2 Analyse structurelle.....	84
III.4.2.1 Mode de ruine.....	84
III.4.2.2 Sensibilité de maillage.....	85
III.4.2.3 Influence de la durée de la phase d'échauffement.....	87
III.4.2.4 Influence de la section du poteau.....	90
III.4.2.5 Influence de l'épaisseur de la paroi métallique.....	92
III.4.2.6 Influence du taux d'armature.....	95
III.4.2.7 Influence de la longueur de la colonne.....	96
III.4.2.8 Influence de la résistance caractéristique du béton.....	98
II.5. Conclusion.....	98

**CHAPITRE IV- ETUDES DES POTEAUX MIXTES EN PROFIL CREUX REMPLIS DE BETON SOUS FEU NATUREL EN CONSIDERANT UN CONTACT NON PARFAIT.....**

IV.1.Introduction.....	100
IV.2. Description du modèle élément fini.....	101
IV.2.1. Modèles thermique.....	101
IV.2.1.1. Propriétés des matériaux.....	101
IV.2.1.2. Contact thermique à l'interface acier-béton.....	103
IV.2.1.3. Type d'élément, géométrie et taille du maillage.....	106
IV.2.1.4. Conditions aux limites.....	107
IV.2.1.5. Analyse et discussion.....	108
IV.2.2. Modèle structurel.....	115
IV.2.2.1. Propriétés des matériaux.....	115
IV.2.2.2. Interaction entre l'acier et le béton.....	121
IV.2.2.3. Conditions aux limites et division d'éléments.....	121

IV.2.2.4. Simulation de l'imperfection initiale.....	122
IV.2.2.5. Résultats et discussion.....	123
IV.2.2.5.1. Simulation simplifiée de l'imperfection initiale.....	123
IV.2.2.5.2. Temps de ruine.....	124
IV.3. Conclusion.....	127
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>128</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>131</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Caractéristiques thermiques des matériaux.....	42
Tableau II.2 Paramètres de calcul des courbes de feu paramétrique.....	51
Tableau III.1 Résumé des paramètres des colonnes et des durées et charges de résistance au feu.....	83
Tableau III.2 Exemple de charges critique et de ruine calculées selon l'EC4.....	85
Tableau III.3 Temps de ruine calculés en utilisant les différents maillages.....	86
Tableau IV.1 Equations et paramètres de l'Eurocode3 pour les propriétés de l'acier.....	118
Tableau IV.2 : Comparaison des temps de ruine des colonnes mixtes donnés par SAFIR et ABAQUS.....	124
Tableau IV.3 : Temps de ruine donnés par différents types de contact.....	125

## LISTES DES FIGURES

Figure I.1 Sections transversales des profils creux remplis de béton (CFSHS).....	5
Figure I.2 Evolution de la température lors d'un incendie réel .....	7
Figure I.3 Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu .....	8
Figure I.4 Evolution de la masse volumique du béton en fonction de la température.....	10
Figure I.5 Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température selon les Eurocodes.....	11
Figure I.6 Conductivité thermique expérimentale du béton .....	12
Figure I.7 Conductivité thermique du béton en fonction de la température selon les Eurocodes.....	13
Figure I.8 Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température .....	14
Figure I.9 Chaleur spécifique d'une pâte de ciment .....	15
Figure I.10 Chaleur spécifique du béton en fonction de la température et de la teneur en eau.....	16
Figure I.11 Dilatation thermique de l'acier.....	17
Figure I.12 Dilatation thermique du béton.....	19
Figure I.13 Courbe de traction expérimentale typique d'un acier de construction .....	20
Figure I.14 Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée .....	21
Figure I.15 Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée à écrouissage positif .....	22
Figure I.16 Coefficients de réduction de l'acier .....	23
Figure I.17 Courbe de compression simple du béton à 20 °C .....	24
Figure I.18 Loi de compression du béton .....	25
Figure I.19 Comportement du béton en traction directe.....	26
Figure I.20 Eclatement du béton suite à un incendie de parking.....	28
Figure I.21 Courbes de compression uniaxiale du béton en fonction de la température .....	29
Figure I.22 Courbe contrainte-déformation du béton en compression à température élevée ..	30
Figure I.23 Déformations du béton en compression en fonction de la température.....	31
Figure I.24 Courbes de traction uniaxiale du béton en fonction de la température .....	31
Figure I.25 Evolution des facteurs de réduction du béton en fonction de la température.....	32

Figure I.26 Evolution relative de l'énergie de fissuration en fonction de la température .....	27
Figure I.27 Types de colonnes (CFSHS) .....	33
Figure I.28 Variation avec le temps du déplacement axial moyen de la section d'extrémité de la colonne pour diverses charges .....	35
Figure II.1 Courbes de température pour les feux standards et hydrocarbure.....	44
Figure II.2 Exemple de feux paramétriques.....	47
Figure II.3 Concept d'incendie normalisé.....	48
Figure II.4 Concept d'incendie réel.....	50
Figure II.5 Courbes températures-temps en fonction de la charge calorifique.....	52
Figure II.6 Propriétés thermiques de l'acier et du béton.....	55
Figure II.7 Transmission de la chaleur à travers plusieurs plaques.....	56
Figure II.8 Transmission de la chaleur à l'interface de deux matériaux.....	60
Figure III.1 Éléments iso paramétriques linéaires.....	70
Figure III.2 Description de l'élément poutre.....	75
Figure III.3 Courbes contrainte-déformation de l'acier et du béton aux hautes températures..	78
Figure III.4 Les courbes de feu considérées.....	79
Figure III.5 Evolution de la charge et de la température appliquées.....	81
Figure III.6 Evolution des températures dans la section S300x8 feu t <sub>peak</sub> =30 minutes ( 1/4 de la section).....	84
Figure III.7 Trois différentes mailles pour la section S260x7.....	85
Figure III.8 Comparaison des températures dans la section S260 × 7 en utilisant les trois différentes mailles de la figure 3.7.....	86
Figure III.9 Comparaison entre les déplacements verticaux en tête de la colonne à l'aide de trois différents maillages.....	87
Figure III.10 Evolution de la capacité portante d'une colonne soumise à des feux naturels avec différentes durées de la phase d'échauffement.....	88
Figure III.11 Influence de la durée de la phase d'échauffement sur la capacité portante.....	89
Figure III.12 Influence de la section du poteau.....	90
Figure III.13 Points sélectionnés pour différentes sections (1/4 modélisé).....	91
Figure III.14 Evolution de la température dans les points sélectionnés pour 30 min de feu....	92
Figure III.15 Isothermes dans une section S300x8 chauffée pendant 120 minutes sur quatre côtés (1/4 modélisé).....	93
Figure III.16 Influence de l'épaisseur du tube métallique.....	94
Figure III.17 Influence du taux d'armature.....	95

Figure III.18 Influence de la longueur du poteau.....	97
Figure III.19 Influence de la résistance à la compression du béton.....	98
Figure IV.1: $h_j$ mesurées en fonction de la température (Ghojel 2004) .....	105
Figure IV.2: Comparaison des $h_j$ recommandés par différents chercheurs .....	105
Figure IV.3: Définition des éléments solides dans ABAQUS.....	106
Figure IV.4 : Modèle EF des colonnes CFSHS .....	107
Figure IV.5 : Les courbes de feu considérées.....	108
Figure IV.6 : Températures sous feu 30 avec différentes conductance.....	110
Figure IV.7 : Températures sous feu 60 avec différentes conductance .....	111
Figure IV.8 : Températures sous feu 90 avec différentes conductance .....	112
Figure IV.9 : Températures sous feu 90 avec différentes conductance .....	113
Figure IV.10 : Courbe contrainte-déformation du béton en compression à température élevée.....	116
Figure IV.11 : Déformations du béton en compression en fonction de la température.....	117
Figure IV.12 : Réduction de la résistance à la traction du béton sous l'effet de la température... .....	118
Figure IV.13 : Relations contrainte-déformation de l'acier aux températures élevées.....	120
Figure IV.14 : Modèle d'éléments finis pour l'analyse des contraintes.....	122
Figure IV.15 : Premier mode de flambement de la colonne.....	123
Figure IV.16 : Déformée de la colonne S300x8 avec contacts parfaits sous feu30.....	126
Figure IV.17 : Déformée de la colonne S300x8 avec contact non parfait sous feu30.....	126

## LISTE DES SYMBOLES

### Alphabet latin

$A$ :	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
$B$ :	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
$E_a; E_{a,20^\circ C}$ :	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
$E_{c,sec,\theta}$ :	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
$f_{c,\theta,20^\circ C}$ :	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
$I_i; I_{i,\theta}$ :	Module tangent, ou inertie du matériau i
$k, k_\theta$ :	Facteur de réduction d'une résistance ou d'une propriété de déformation

qui dépend de la température du matériau

$L$ :	Longueur du poteau (longueur d'épure entre planchers)
$L/D$ :	Rapport d'élanement
$L_{\theta}; L_{fi}$ :	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
$t_{collapse}$ :	Temps de ruine
$t_{peak}$ :	Temps correspondant au pic de la température
$t_{20^{\circ}C}$ :	Temps correspondant au retour à la température ambiante du gaz
$t_f$ :	Épaisseur de la semelle
$t_w$ :	Épaisseur de l'âme
$T_f; T_g$ :	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

## Alphabet Grec

$\varepsilon$ :	Déformation, ou rapport
$\sigma$ :	Constante de Stefane-Boltzmann
$\sigma_{i,\theta}$ :	Contrainte limite dans le matériau $i$ à température $\theta$
$\lambda$ :	Facteur d'élancement, ou conductivité thermique
$\bar{\lambda}_\theta$ :	Elancement non dimensionnel
$\phi$ :	Diamètre d'une barre
$\alpha$ :	Facteur de réduction, ou paramètre d'imperfection généralisée
$\rho$ :	Densité volumique, courbure, ou taux d'armature
$\xi$ :	Facteur de confinement, ou taux de contribution de l'acier
$\gamma_{M,fi}$ :	Coefficient partiel de sécurité d'un matériau en situation d'incendie
$\chi, \varphi$ :	Coefficients et facteurs de réduction ou de correction
$\chi_z$ :	Facteur de réduction suivant l'axe z
$\theta$ :	Température
$\theta_0$ :	Température initiale des gaz
$\theta_a$ :	Température de l'acier de construction
$\theta_{cr}$ :	Température critique d'un élément de structure
$\theta_i$ :	Température du matériau $i$
$\theta_s$ :	Température d'une barre d'armature
$\theta_t$ :	Température des gaz à l'instant t

## Acronymes

CFST	Concrete Filled Steel Tube
CFSHS	Concrete Filled Steel Hollow Section
EC	Euro Code
HSS	Hollow Steel Section
ISO	Feu conventionnel
NSC	Normal Strength Concrete
RHS	Rectangular Hollow Section
SHS	Square Hollow Section

## **I.1 Problématique**

Le comportement au feu des poteaux mixtes et plus particulièrement des profils creux remplis de béton a déjà été étudié de manière intensive dans divers pays, tout en touchant presque à tous les paramètres influençant leurs résistances, qu'ils soient géométriques (forme, section du béton, section des armatures, élancement, épaisseur du tube...), matériaux (caractéristiques thermiques et mécaniques de l'acier et du béton), chargement (centré, excentré, niveau,...) ainsi que l'interaction à l'interface acier-béton. La majorité des travaux expérimentaux et numériques a été faite sous conditions de feu normalisé (ISO), qui est représenté par une température croissante de façon continue dans le temps; c'est donc une courbe ne reflétant réellement pas un feu naturel qui doit passer par ces trois phases essentielles : échauffement, refroidissement et post-refroidissement. Par conséquent, même si une colonne survit pendant la phase d'échauffement, il peut néanmoins arriver qu'elle se rompe lors de la phase de refroidissement ou même de post-refroidissement.

Pour cela, on envisage d'étudier ce type de colonne en se focalisant sur cette phase là, donc sous l'action d'un feu naturel qui peut être représenté par la courbe de feu paramétrique (Eurocode 1 partie 1-2).

Donc l'objectif premier de cette recherche est de mettre en évidence le phénomène de rupture de ce type de colonnes durant et après la phase de refroidissement d'un incendie, puis, d'analyser l'influence de certains paramètres déterminants.

## **I.2 Objectifs et méthodologie**

Les objectifs qui ont été raisonnablement fixés en termes de poursuite de travaux et d'achèvement de la recherche sont :

Une modélisation par la méthode des éléments finis afin de

- étudier d'abord le transfert de chaleur du feu à l'élément structurel étudié ainsi qu'aux matériaux le composant pour évaluer leurs comportements face à l'incendie naturel;
- mettre en évidence le phénomène de rupture des colonnes mixtes durant le refroidissement et même en post refroidissement ;
- mettre en évidence l'influence de paramètres déterminants sous feu naturel ;

- étudier le problème de contact à l'interface acier-béton thermiquement et mécaniquement.

### **I.3 Organisation de la thèse**

En première partie, on va essayer de mettre en évidence la rupture tardive des colonnes mixtes acier-béton, qui peut se produire en phase de refroidissement et même en phase de post-refroidissement; Pour ce faire, on va considérer des courbes de feu naturel tirées du feu paramétrique de l'Eurocode1. Un paramètre de calcul a été pris à l'unité afin que les températures des gaz de ces courbes suivent celles de la courbe ISO 834 mais en y incluant une phase de refroidissement et post-refroidissement, afin de pouvoir comparer les efforts conduisant à la rupture tardive avec les efforts correspondants aux durées de résistance conventionnelles.

On va ensuite étudier le problème de contact à l'interface acier-béton, mais sous condition de feu naturel en supposant la formation d'une couche d'air (air gap) entre le tube et le noyau sous l'effet de la température, ce qui fait que les températures des deux matériaux à l'interface ne soient pas égales, ainsi que son effet inverse (s'il y a lieu) qui peut retarder le refroidissement de la section et surtout le noyau de béton, ce qui fait que la chaleur reste emprisonnée à l'intérieur de la section et donc une rupture probable même après refroidissement.

La résistance thermique  $R_{th}$  est supposée constante le long de l'interface (hauteur de la colonne) entre les deux matériaux. On va aussi modéliser ce contact mécaniquement (phénomène de glissement).

Notre plan de travail sera donc comme suit :

- Etude du feu naturel (phénomène + paramétré) et choix des scénarios de feu dans des modèles académiques de compartiment
- Étude de la rupture des colonnes mixtes en considérant la phase de refroidissement et post-refroidissement et en utilisant les modèles normatifs du béton, de l'acier et de l'armature (confrontation avec les exigences de résistances des Eurocodes).
- Etude paramétrique sous feu paramétré (naturel)

- Étude du problème de contact a l'interface acier béton (thermiquement et mécaniquement) ainsi que son effet inverse lors du refroidissement et post-refroidissement, sous condition de feu naturel

## **I.1 INTRODUCTION**

Les poteaux mixtes, soit 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.

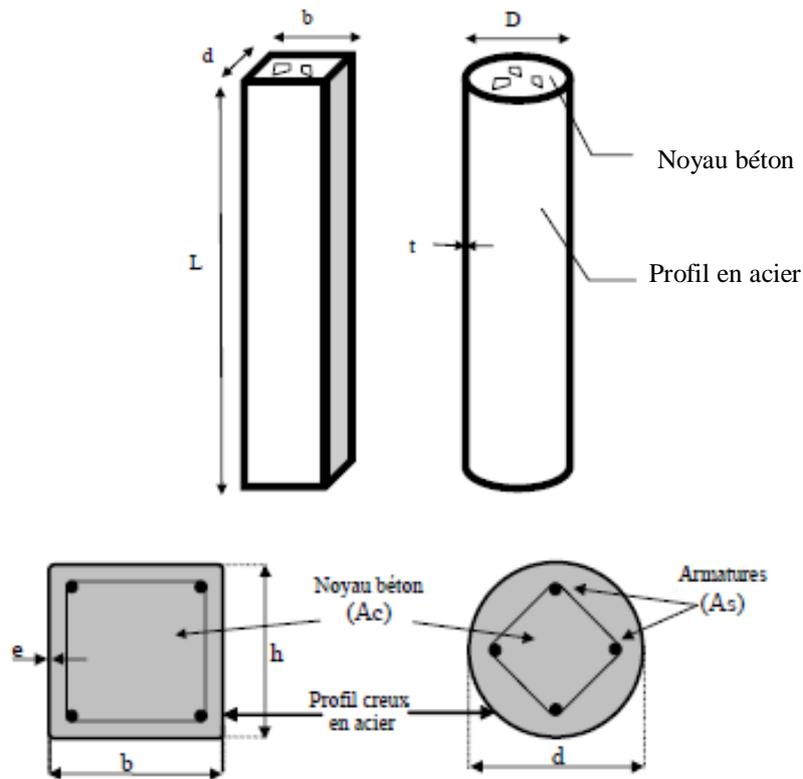
## **I.2 GENERALITES**

Les poteaux mixtes en profil creux en acier rempli de béton sont largement utilisés dans le domaine de génie civil et en particulier dans la construction de bâtiments de grande hauteur, leur utilisation s'est développée de façon régulière ces dernières années grâce aux nombreux travaux de recherche exécutés sur ce sujet, mais aussi grâce à la prise en compte des avantages que peut procurer cette technique par rapport aux structures traditionnelles en acier.

### **I.2.1 PRESENTATION DES PROFILS CREUX REMPLIS DE BETON**

La section transversale des poteaux mixtes avec profils métalliques remplis de béton (concrete filled steel hollow section CFSHS) est le plus couramment circulaire ou carrée

(figure I-1). Les tubes circulaires sont fabriqués, soit par perçage d'un rond plein laminé à chaud, ce qui donne des tubes sans soudures, soit par une mise en rond progressive d'une tôle plane avec soudage, sans métal d'apport. Les tubes carrés sont généralement obtenus en déformant à chaud ou à froid un tube circulaire servant d'ébauche. Il est également possible de réaliser des tubes par profilage à froid sans passer par le stade de l'ébauche ronde.



**Figure I-1** : Sections transversales des profils creux remplis de béton (CFSHS) [15]

Le comportement au feu des poteaux mixtes avec profils creux remplis de béton est différent de celui des poteaux non remplis. En effet, lorsque ces derniers ne sont pas protégés, leur comportement dépend uniquement du degré d'utilisation (rapport entre la charge appliquée et la charge portante du poteau dans des conditions de température ambiante) et de dimensions de la section transversale (habituellement représentées par le facteur de massivité), ce qui conduit en général à une résistance au feu assez limitée et rarement supérieure à 30 minutes. Dans le cas des profils creux remplis de béton, le remplissage de béton ne sert pas seulement à augmenter la capacité portante et la rigidité du profil, mais il augmente également la résistance à l'incendie du poteau. Bien qu'à température ambiante, le tube en acier constitue l'élément porteur principal, en situation d'incendie, avec l'élévation de température, sa participation à la résistance du poteau décroît de plus en plus. Durant ce processus, une redistribution des contraintes s'effectue depuis le tube en acier, relativement chaud vers le noyau de béton relativement froid. Cette redistribution est particulièrement efficace lorsque

l'on utilise du béton armé. Ceci s'explique par le rôle d'isolation thermique joué par l'enrobage de béton qui entraîne une élévation de température relativement lente des armatures. Les armatures ne perdent pas alors leur résistance que graduellement par rapport à la perte de résistance du tube en acier, directement exposé au feu.

Le béton de remplissage augmente fortement la résistance à l'incendie du poteau qui en fonction du pourcentage d'armature du béton peut atteindre, voire dépasser 90 minutes sans nécessité d'ajouter une protection extérieure telle que les peintures intumescentes et les produits projetés.

### **I.2.2 INCENDIE NORMALISE ET INCENDIE REEL**

En tant que phénomène physique, un incendie se définit comme le résultat d'une combinaison chaleur – carburant – oxygène. Les paramètres qui gouvernent les conditions dans lesquelles un incendie réel peut prendre naissance puis se développer, sont très nombreux. Chacun d'entre eux intervient d'une manière complexe pour influencer l'incendie dans sa durée, sa violence, et dans la façon dont il va lui-même affecter la structure. Parmi ces facteurs, nous pouvons citer, par exemple, la quantité et la nature des matériaux combustibles, leurs dispositions dans le local incendié ou les conditions de ventilation.

Compte tenu du caractère essentiellement variable de ces facteurs, il apparaît difficile de définir une relation température-temps reflétant la nature même d'un incendie. D'une manière générale, cette courbe, présentée sur la figure I-2, doit faire apparaître trois phases :

- Phase initiale : appelée également naissance et développement du feu ou la durée est de l'ordre d'une dizaine de minutes et la température reste relativement faible. Les éléments de structure sont si peu sollicités thermiquement.
- Phase de combustion : elle peut durer jusqu'à 30 minutes, la température maximale étant atteinte) la fin de cette phase.
- Phase d'extinction ou de refroidissement : par manque de combustible ou de comburants (oxygène) le feu s'éteint ou tend à s'éteindre ; la température du local incendié diminue au cours du temps, mais demeure suffisamment élevée pour continuer son action destructrice sur les éléments.

Dans un souci de faciliter l'analyse de la résistance au feu des structures, aussi bien pour les essais que pour les calculs numériques, un programme thermique conventionnel, matérialisant l'action des incendies dans un bâtiment avec petits compartiments, a été adopté au niveau international (Norme ISO834).

Dans ce cas, l'élévation de température à laquelle est soumis un élément est conforme à la relation suivante selon l'EC1 :

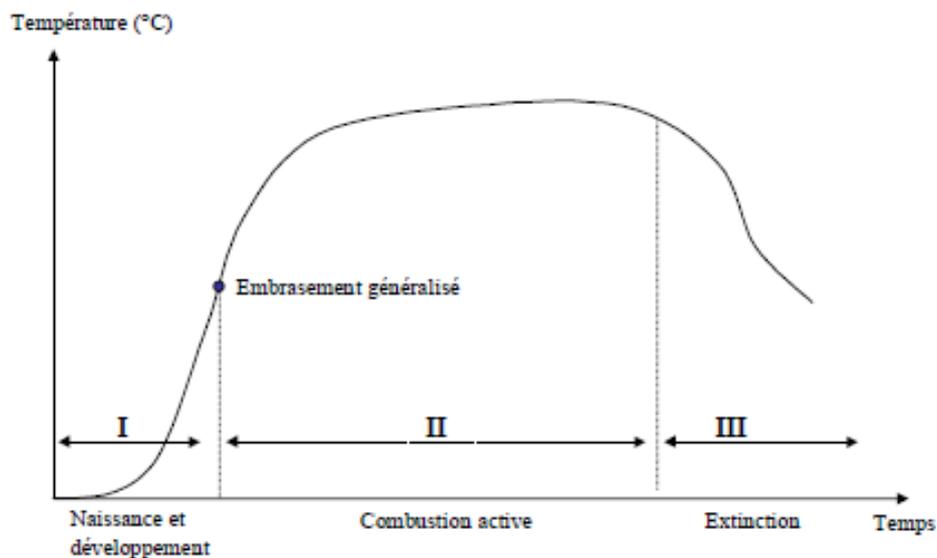
$$\theta - \theta_0 = 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (\text{I-1})$$

Ou

t est le temps en minutes,

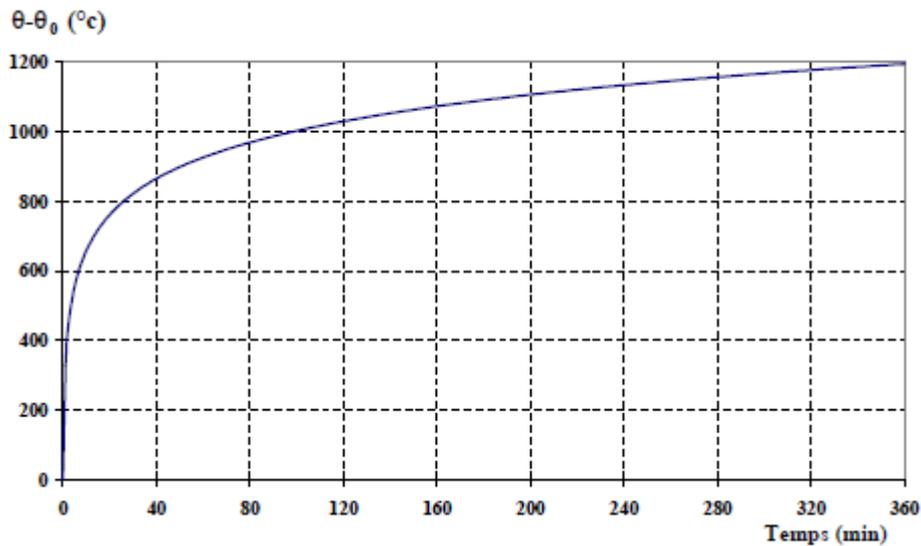
$\theta$  est la température en °C à laquelle sera soumis l'élément de structure au temps t, et

$\theta_0$  est la température initiale, généralement prise égale à 20°C.



**Figure I-2 :** Evolution de la température lors d'un incendie réel [42]

La courbe représentant cette fonction, connue sous le nom de courbe « ISO standard », est présentée sur la figure I-3. De manière simplifiée, il peut être retenu que cette courbe atteint environ 500°C après seulement 3 minutes, 800°C après 30 minutes et plus de 1000°C après 90 minutes. Par ailleurs, il convient de signaler que la courbe ISO est assez différente de celle adoptée pour l'incendie réel. Cette courbe, souvent considérée comme une courbe enveloppe des incendies réels, présente un aspect plus défavorable, d'une part par un échauffement très rapide lors des premières minutes, et d'autre part par l'absence de phase de refroidissement (température sans cesse croissante).



**Figure I-3** : Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu [42]

### I.2.3 NOTION DE RESISTANCE AU FEU

Les éléments de construction, lorsqu'ils sont soumis à l'action d'un incendie, subissent un accroissement de leur température interne. Etant donné que les propriétés mécaniques (résistance, rigidité...) des matériaux de construction se dégradent au fur et à mesure de l'élévation de température, un élément de structure se déforme et peut même s'effondrer : ce qui entraîne le concept de « durée de résistance au feu ». Pour les éléments de structure n'ayant qu'une fonction porteuse, tels que les poteaux, la durée de résistance au feu se définit comme la durée pendant laquelle l'élément, soumis aux conditions de feu conventionnel, est capable de résister à la charge mécanique applicable à la situation d'incendie.

Compte tenu du caractère conventionnel de la courbe thermique normalisée, la durée de résistance au feu est aussi essentiellement une quantité conventionnelle. Elle ne doit pas être interprétée comme le temps disponible pour évacuer un bâtiment, mais comme un moyen pratique, suffisamment représentatif, pour classer les éléments de construction vis-à-vis de leur performance au feu. Les exigences de résistance au feu dépendent des circonstances (comme la hauteur et l'occupation du bâtiment, la charge incendie) et diffèrent sensiblement d'un pays à l'autre. Les quatre valeurs les plus couramment utilisées dans la réglementation incendie européenne sont 30, 60, 90 et 120 minutes (notée R30, R60, R90 et R120), cette dernière représente un maximum pratique.

## I-3 PROPRIETES THERMO-MECANIKES DE L'ACIER ET DU BETON AUX TEMPERATURES ELEVEES

### I.3.1. PROPRIETES THERMIQUES

La variation de température au sein d'un élément structural dépend de :

- la masse volumique du matériau  $\rho$  ;
- la conductivité thermique du matériau  $\lambda$  qui représente la quantité de chaleur nécessaire pour élever d' $1^\circ\text{C}$  1 m d'épaisseur de ce matériau en 1 s ;
- la chaleur spécifique du matériau  $c$  qui représente la quantité de chaleur nécessaire pour élever d' $1^\circ\text{C}$  la température d'1 kg de ce matériau.

#### I.3.1.1 Masse volumique de l'acier et du béton

##### a) Acier

Conventionnellement, la masse volumique de l'acier  $\rho_\alpha$  est considérée comme indépendante de la température, et  $\rho_\alpha = 7\,850\text{ kg/m}^3$  [1, 2].

##### b) Béton

L'échauffement du béton conduit à une évaporation de l'eau qu'il contient, ce qui provoque une diminution de la teneur en eau, et donc de la masse volumique. En notant  $\theta_c$  la température du béton, l'EN 1992-1-2 [3] propose la variation thermique de la masse volumique  $\rho_c$  décrite ci-dessous :

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \quad \text{si} \quad \theta_a \leq 115^\circ\text{C} \quad (\text{I-2})$$

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \times \left(1 - 0,02 \frac{\theta_c - 115}{85}\right) \quad \text{si} \quad 115^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 200^\circ\text{C} \quad (\text{I-3})$$

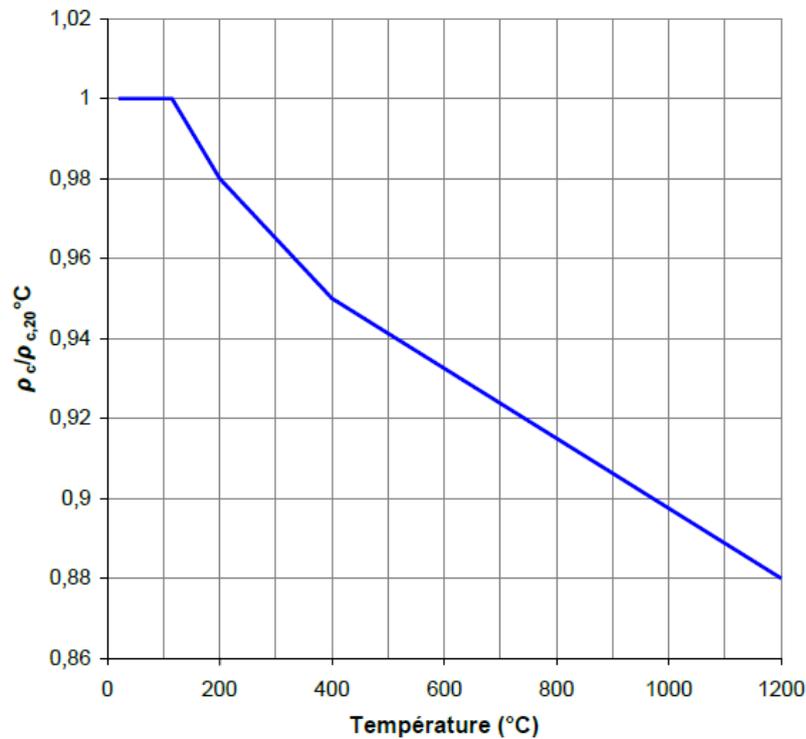
$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \times \left(0,98 - 0,03 \frac{\theta_c - 200}{200}\right) \quad \text{si} \quad 200^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 400^\circ\text{C} \quad (\text{I-4})$$

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \times \left(0,95 - 0,07 \frac{\theta_c - 400}{800}\right) \quad \text{si} \quad \theta_a > 400^\circ\text{C} \quad (\text{I-5})$$

En partant des valeurs données par l'EN 1994-1-2 [2], soit :

- $\rho_{c,NC,20^\circ\text{C}} = 2300\text{kg/m}^3$  pour du béton de masse volumique courante ou NC (Normal weight Concrete) ;
- $\rho_{c,LC,20^\circ\text{C}}$  comprise entre 1600 et 2000 $\text{kg/m}^3$  pour du béton léger ou LC (Light weight Concrete) ;

On note que le béton est beaucoup moins dense que l'acier, le rapport  $\rho_a/\rho_c$  étant supérieur à 3,4 quels que soient la température et le type de béton considérés.



**Figure I-4** : Evolution de la masse volumique du béton en fonction de la température [12]

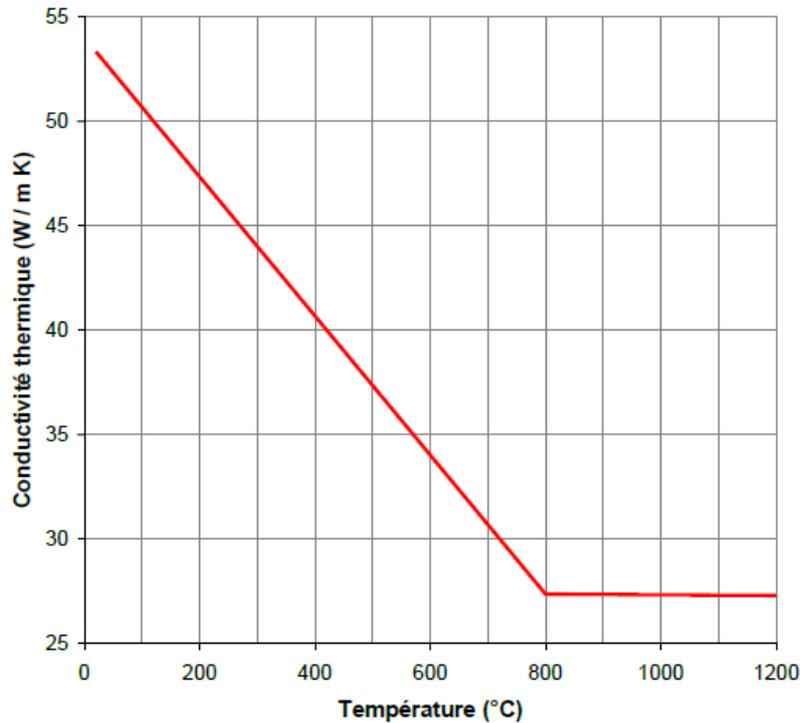
### I.3.1.2 Conductivité thermique de l'acier et du béton

#### a) Acier

La courbe de variation de la conductivité thermique de l'acier  $\lambda_a$  en fonction de la température est de type bilinéaire. En notant  $\theta_a$  la température de l'acier :

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \quad \text{si } \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \quad (\text{I-6})$$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1} \quad \text{si } \theta_a > 800^\circ\text{C} \quad (\text{I-7})$$

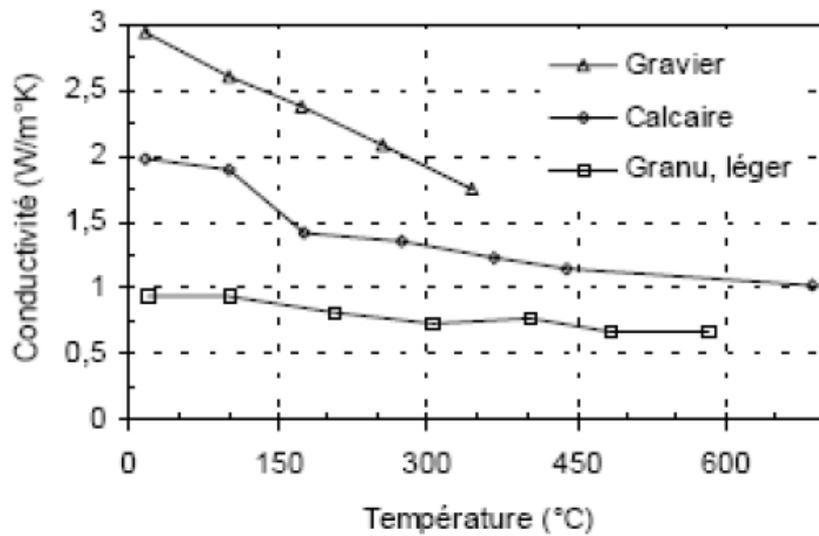


**Figure I-5** : Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température selon les Eurocodes [12]

### b) Béton

Les travaux réalisés par Collet et al. [4] sur la conductivité thermique du béton ont montré qu'elle est une fonction décroissante de la température, et qu'elle dépend :

- de la teneur en eau ;
- du type de granulat :
  - marquée pour des granulats silico-calcaires;
  - faible pour des granulats calcaires ;
  - très faible pour du béton léger ;
- de la formulation du béton (Figure I-6).



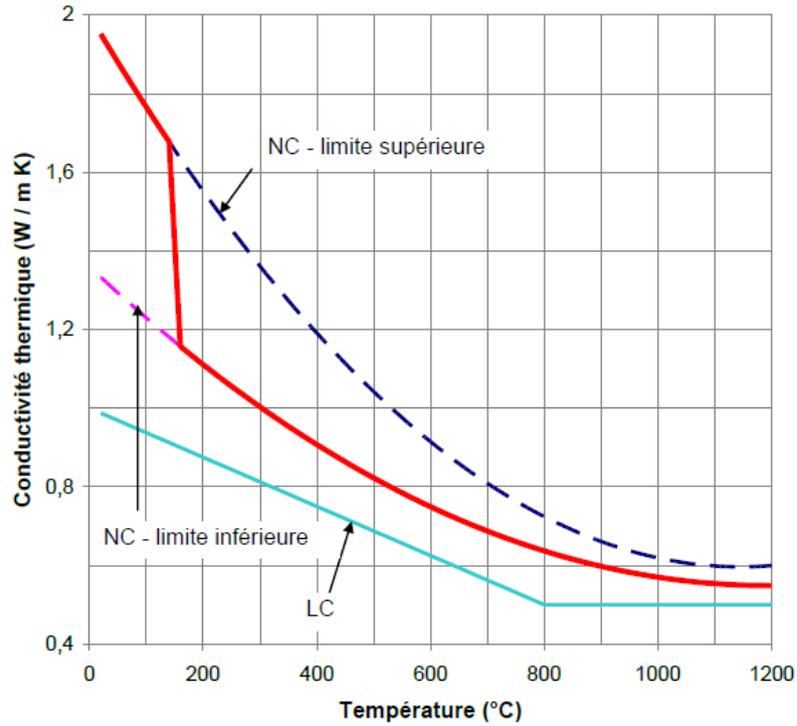
**Figure I-6** : Conductivité thermique expérimentale du béton [4]

Selon les Eurocodes EN 1992-1-2 [3] et EN 1994-1-2 [2], la conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton de masse volumique courante ou NC (Normal weight Concrete) a une limite supérieure et une limite inférieure définies par les deux fonctions suivantes :

- limite supérieure :  $\lambda_c = 2 - 2,451 \times 10^{-3}\theta_c + 1,07 \times 10^{-6}\theta_c^2$  (I-8)

- limite inférieure :  $\lambda_c = 1,36 - 1,36 \times 10^{-3}\theta_c + 5,7 \times 10^{-7}\theta_c^2$  (I-9)

L'Annexe Nationale française de l'EN 1994-1-2 [2] propose une définition de  $\lambda_c$  par sa limite supérieure pour des températures inférieures à 140°C, et sa limite inférieure pour des températures supérieures à 160°C, ces deux branches paraboliques étant reliées par un segment pour des températures comprises entre 140°C et 160°C (Figure I-7).



**Figure I-7** : Conductivité thermique du béton en fonction de la température selon les Eurocodes [12]

La conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton léger ou LC (Light weight Concrete) quant à elle est définie par l'EN 1994-1-2 [2] :

$$\lambda_c = 1 - (\theta_c/1600) \quad \text{si} \quad \theta_c \leq 800^\circ\text{C} \quad (\text{I-10})$$

$$\lambda_c = 0,5 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1} \quad \text{si} \quad \theta_c > 800^\circ\text{C} \quad (\text{I-11})$$

Tout en constituant une « simplification » du comportement réel du béton, ces lois analytiques sont assez proches des courbes expérimentales, si l'on compare les Figure I.6 et Figure I.7.

On peut noter que le béton conduit nettement moins la chaleur que l'acier, le rapport  $\lambda_a/\lambda_c$  passant de 27 (à 20°C) à 50 (à 1200°C).

### I.3.1.3 Chaleur spécifique de l'acier et du béton

#### a) Acier

La chaleur spécifique de l'acier  $C_a$  peut s'exprimer de 4 façons suivant l'intervalle de température considéré [1, 2] :

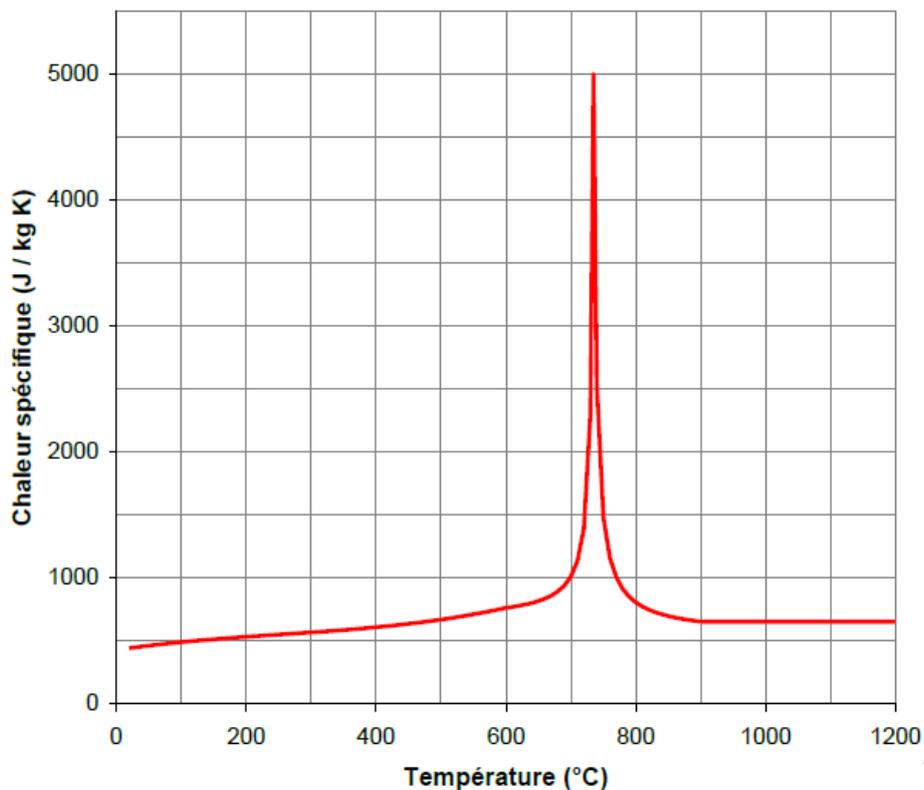
$$c_a = 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a + 425 \text{ si } \theta_a \leq 600^\circ\text{C} \quad (\text{I-12})$$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{si } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C} \quad (\text{I-13})$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{si } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C} \quad (\text{I-14})$$

$$c_a = 650 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_a > 900^\circ\text{C} \quad (\text{I-15})$$

La chaleur spécifique atteint un pic à 735°C, associé à des modifications chimiques du matériau, et se traduit par un ralentissement momentané de la vitesse d'échauffement d'un élément en acier.

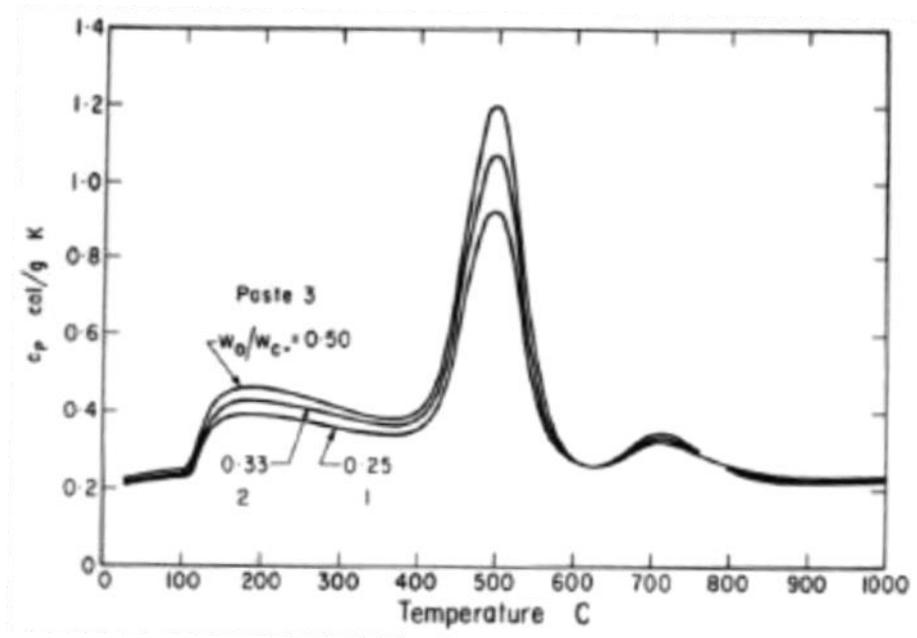


**Figure I-8** : Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température [12]

### b) Béton

Une évolution de la chaleur spécifique d'une pâte de ciment a été proposée par Harmathy [5]. Elle montre que la quantité de chaleur nécessaire pour échauffer la pâte est une fonction croissante de la teneur en eau. Elle met également en évidence plusieurs pics, dont le premier

est atteint entre 100°C et 200°C, ce qui correspond à l'évaporation de l'eau libre. Le deuxième pic se situe autour de 500°C, et est associé à la déshydratation de l'hydroxyde de calcium [6]. Le troisième pic, observé entre 700°C et 800°C, est probablement lié à la déshydratation du ciment [6].



**Figure I.9** : Chaleur spécifique d'une pâte de ciment [5]

L'EN 1992-1-2 et l'EN 1994-1-2 proposent les expressions suivantes pour les bétons à granulats siliceux et calcaires :

$$c_c = 900 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_c \leq 100^\circ \text{C} \quad (\text{I-16})$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) = 800 + \theta_c \quad \text{si } 100^\circ \text{C} < \theta_c \leq 200^\circ \text{C} \quad (\text{I-17})$$

$$c_c = 1000 + \frac{\theta_c - 200}{2} = 900 + \theta_c / 2 \quad \text{si } 200^\circ \text{C} < \theta_c \leq 400^\circ \text{C} \quad (\text{I-18})$$

$$c_c = 1100 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_c > 400^\circ \text{C} \quad (\text{I-19})$$

Les Eurocodes ne considèrent que le pic observé entre 100°C et 200°C, lié à l'évaporation de l'eau libre, et dont les définitions selon l'EN 1992-1-2 et selon l'EN 1994-1-2 sont légèrement différentes. En effet, selon l'EN 1992-1-2, entre 100°C et 115°C, la chaleur spécifique du béton a une valeur constante égale à  $c_{\text{peak}}$  telle que :

- pour une teneur en eau de 0 % du poids du béton :  $c_{\text{peak}} = 900 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$  ;
- pour une teneur en eau de 1,5 % :  $c_{\text{peak}} = 1470 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$  ;

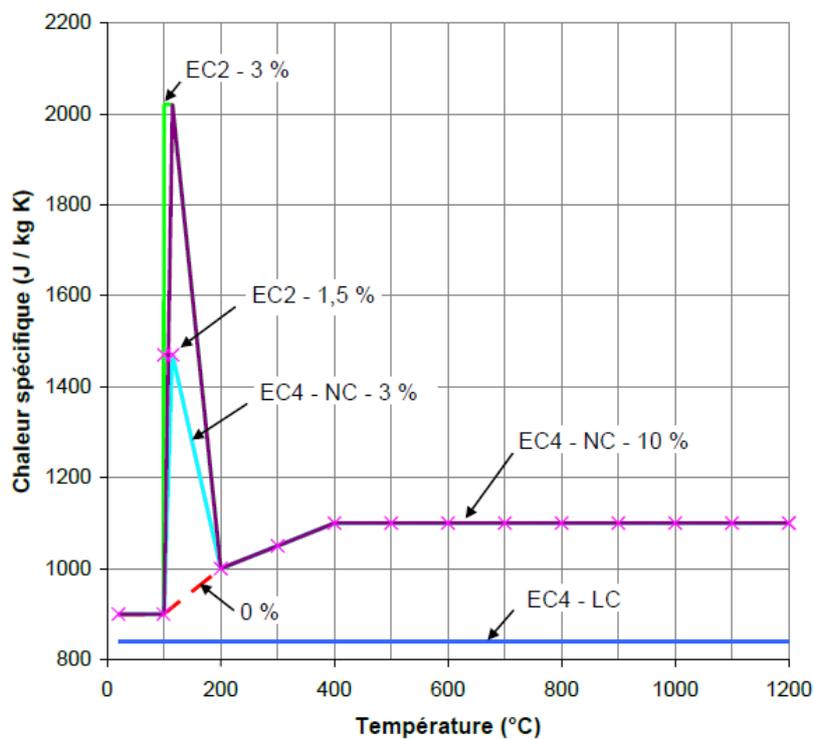
- pour une teneur en eau de 3 % :  $c_{peak} = 2020 \text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$ .

D'autre part, l'EN 1994-1-2 situe cette valeur pic, notée  $c_c^*$ , à 115°C, pour un béton de masse volumique courante telle que :

- pour une teneur en eau de 3 % :  $c_c^* = 2020 \text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$ ;
- pour une teneur en eau de 10 % :  $c_c^* = 5600 \text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$ .

Pour des teneurs en eau intermédiaires, le pic est déterminé par interpolation linéaire.

De plus, la chaleur spécifique d'un béton léger est supposée indépendante de la température, et  $c_c = 840 \text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$ .



**Figure I.10** : Chaleur spécifique du béton en fonction de la température et de la teneur en eau

[12]

On peut noter que, en dehors des valeurs pics, le rapport  $c_a/c_c$  passe de 0,5 (à 20°C) à 0,6 (à 1200°C). Or, l'élévation de température d'un élément est inversement proportionnelle au produit de sa masse volumique par sa chaleur spécifique. De plus, l'acier est thermiquement nettement plus conducteur que le béton, comme nous l'avons vu en § I.3.1.2. Le béton s'échauffe donc beaucoup plus lentement que l'acier, ce qui explique que les éléments structuraux en béton ne sont la plupart du temps pas protégés, contrairement aux éléments en acier.

L'échauffement d'un élément structural est par ailleurs à l'origine de contraintes thermiques, liées à la dilatation thermique gênée.

### I.3.1.4 Dilatation thermique de l'acier et du béton

#### a) Acier

La dilatation thermique de l'acier  $\Delta l/l$  peut s'exprimer de 3 façons suivant l'intervalle de température considéré [1, 2] :

$$\Delta l/l = 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 + 1,2 \times 10^{-5} \theta_a - 2,416 \times 10^{-4} \quad \text{si } \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \quad (\text{I-20})$$

$$\Delta l/l = 1,1 \times 10^{-2} \quad \text{si } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \quad (\text{I-21})$$

$$\Delta l/l = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_a > 860^\circ\text{C} \quad (\text{I-22})$$

On constate qu'en dépit d'une masse volumique considérée comme indépendante de la température, cette dernière a un impact évident sur la variation de volume d'un élément en acier.

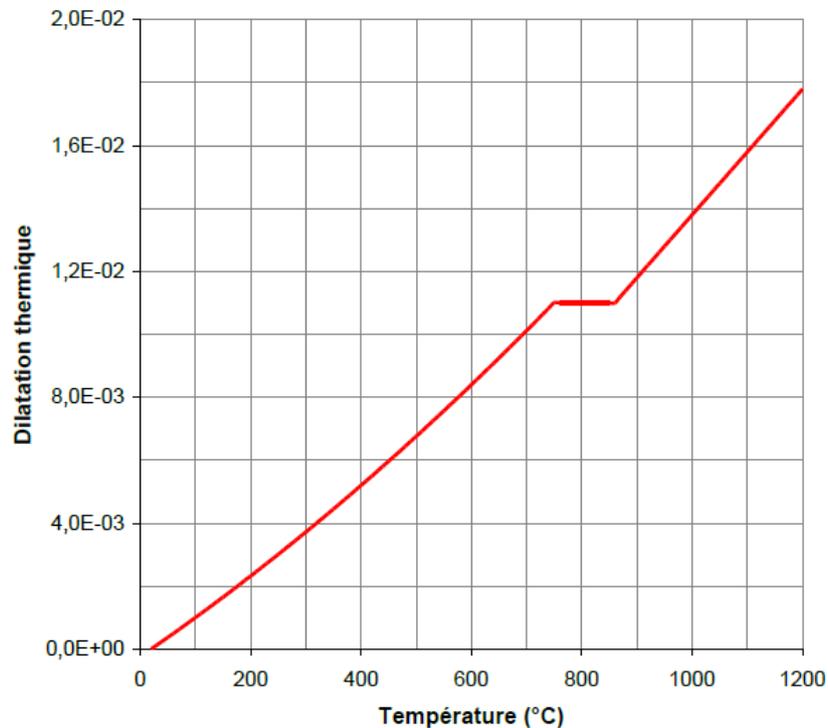


Figure I.11 : Dilatation thermique de l'acier [12]

#### b) Béton

L'échauffement du béton conduit à des déformations thermiques qui se décomposent en une déformation thermique libre d'une part, et une déformation du fluage thermique transitoire d'autre part [6].

### **b-1) Déformation thermique libre**

La déshydratation générée par l'échauffement du béton provoque l'apparition d'eau libre et une augmentation de la pression interstitielle. Les modifications simultanées de la pâte et des granulats entraînent alors une dégradation de la micro-structure : on observe des détériorations spécifiques en raison de l'incompatibilité du comportement de ces 2 constituants majeurs.

En effet, pour des températures supérieures à 105 °C, il se produit deux phénomènes opposés:

- le retrait dans la pâte de ciment ;
- la dilatation des granulats.

Ceci cause une micro-fissuration importante. On parle d'Incompatibilité Thermique des Constituants du Béton (ITCB), liée aux contraintes internes générées par l'incompatibilité des caractéristiques thermiques des constituants, notamment le coefficient de dilatation thermique. Ceci peut être mis en évidence par des essais réalisés sur une éprouvette non chargée et chauffée très lentement, soumise à des variations dimensionnelles causées par la dilatation thermique totale due à l'ITCB et aux modifications chimiques des constituants.

### **b-2) Déformation du fluage thermique transitoire**

En utilisant la méthode d'état transitoire (cf. § I.3.2.3 partie a), des essais réalisés à différents niveaux de chargement montrent que la charge mécanique est à l'origine d'une nette diminution de la déformation thermique. On parle dans ce cas de contraction, de fluage transitoire ou d'interaction thermo-mécanique.

Cette contraction n'apparaît qu'en compression, et dépend de la teneur en eau, des conditions d'essai, et de la vitesse de chauffage.

En guise de simplification, on pourra retenir les expressions de la dilatation thermique du béton issues des Eurocodes EN 1992-1-2 [3] et EN 1994-1-2 [2] suivantes :

- pour un béton de masse volumique courante à granulats siliceux :

$$\Delta l/l = 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 + 9 \times 10^{-6} \theta_c - 1,8 \times 10^{-4} \quad \text{si} \quad \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \quad (\text{I-23})$$

$$\Delta l/l = 14 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_c > 700^\circ\text{C} \quad (\text{I-24})$$

pour un béton de masse volumique courante à granulats calcaires :

$$\Delta l/l = 1,4 \times 10^{-11} \theta_c^3 + 6 \times 10^{-6} \theta_c - 1,2 \times 10^{-4} \quad \text{si } \theta_c \leq 805^\circ\text{C} \quad (\text{I-25})$$

$$\Delta l/l = 12 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_c > 805^\circ\text{C} \quad (\text{I-26})$$

- pour un béton léger :

$$\Delta l/l = 8 \times 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (\text{I-27})$$

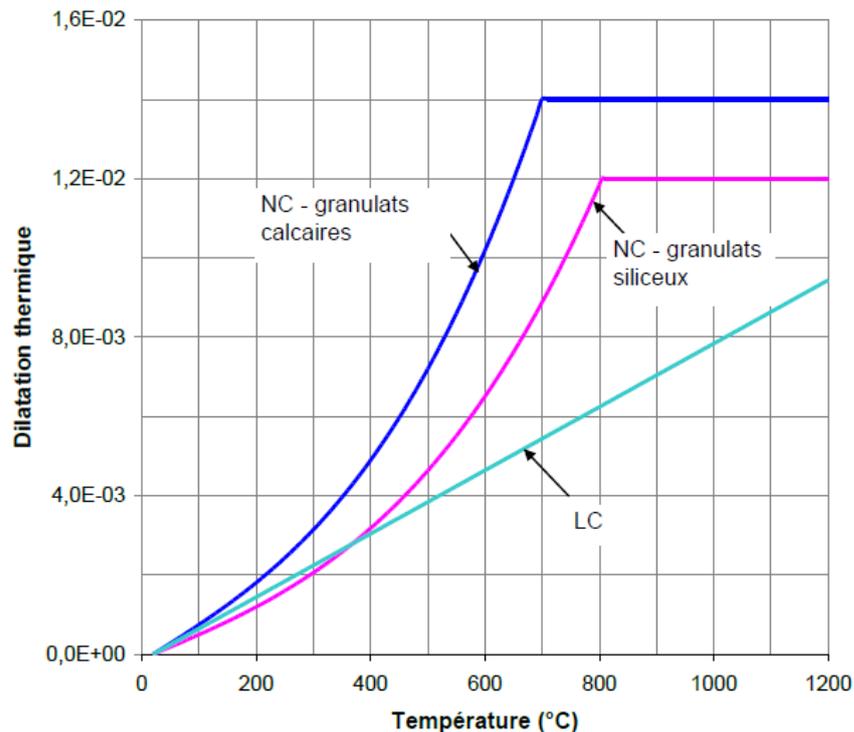


Figure I.12 : Dilatation thermique du béton [12]

### I.3.2. PROPRIETES MECANIQUES

#### I.3.2.1 Courbe contrainte – déformation de l'acier

L'acier est un matériau homogène dont le comportement est le même en traction et en compression. A température ambiante, ce matériau se caractérise par :

- son module d'Young  $E_a$ , d'une valeur communément admise de 210 000 MPa ;
- sa limite d'élasticité, notée  $f_y$  dans l'Eurocode 3, et  $f_{ay}$  dans l'Eurocode 4, qui correspond à la résistance maximale dans le domaine des déformations réversibles, c'est-à-dire en phase élastique. Cette résistance est déterminée par des essais, et généralement indiquée par la nuance d'acier. Par exemple, un acier de construction de

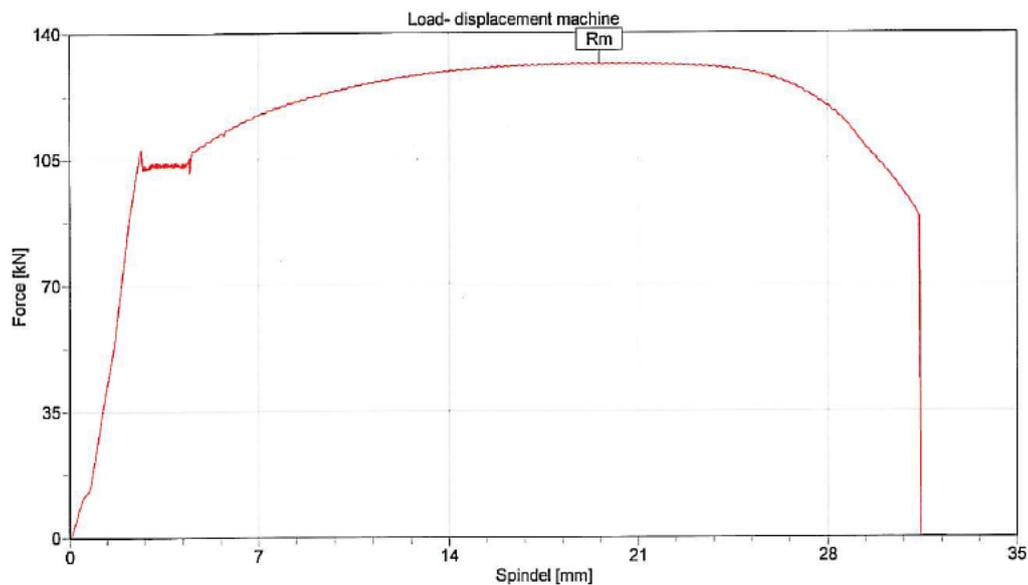
nuance S235 a une valeur nominale de la limite d'élasticité garantie égale à 235 MPa [7].

Ces caractéristiques sont déduites d'essais de traction sur des éprouvettes où l'allongement et l'effort de traction sont mesurés jusqu'à la rupture. La courbe résultante se divise en 4 phases (Figure I.13) :

- une phase quasi-linéaire, correspondant à un comportement élastique ;
- un plateau, correspondant au début d'un comportement élasto-plastique ;
- une phase non-linéaire, jusqu'à un pic à partir duquel la résistance diminue ;
- une phase linéaire à pente négative, correspondant à la striction puis la rupture.

Obtenu par laminage, procédure de fabrication par déformation plastique, il peut être :

- laminé à chaud, ce qui permet d'améliorer ses propriétés mécaniques dans le sens de l'étiement ; cette technique concerne plutôt les produits longs tels que les profilés et les barres ;



**Figure I.13** : Courbe de traction expérimentale typique d'un acier de construction [8]

- formé à froid, ce qui permet d'augmenter l'étendue du domaine élastique, donc  $f_y$ , sans modifier la résistance ultime ; ce procédé concerne généralement les produits plats tels que les tôles.

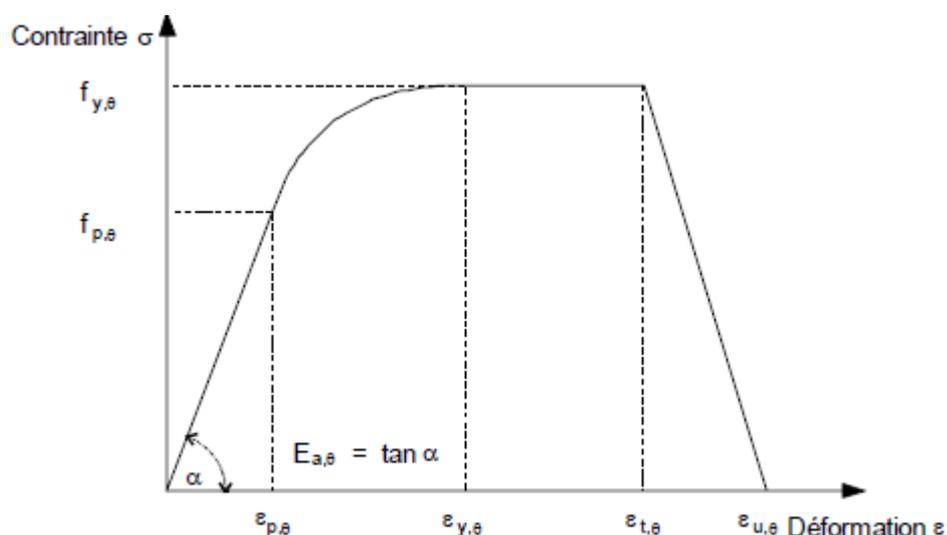
La variation de  $E_a$  et de  $f_y$  en fonction de la température a été mise en évidence par différents essais.

Aussi, à température élevée, l'EN 1993-1-2 [1] propose une définition de la courbe contrainte – déformation, dont la légende est la suivante :

- $f_{y,\theta}$  est la limite d'élasticité efficace ;
- $f_{p,\theta}$  est la limite de proportionnalité ;
- $E_{a,\theta}$  est le module d'Young ;
- $\varepsilon_{p,\theta}$  est la déformation à la limite de proportionnalité ;
- $\varepsilon_{y,\theta}$  est la déformation plastique, égale à 2 % ;
- $\varepsilon_{t,\theta}$  est la déformation limite en plasticité, égale à 15 % ;
- $\varepsilon_{u,\theta}$  est la déformation ultime, égale à 20 %.

Cette courbe se divise en 4 phases :

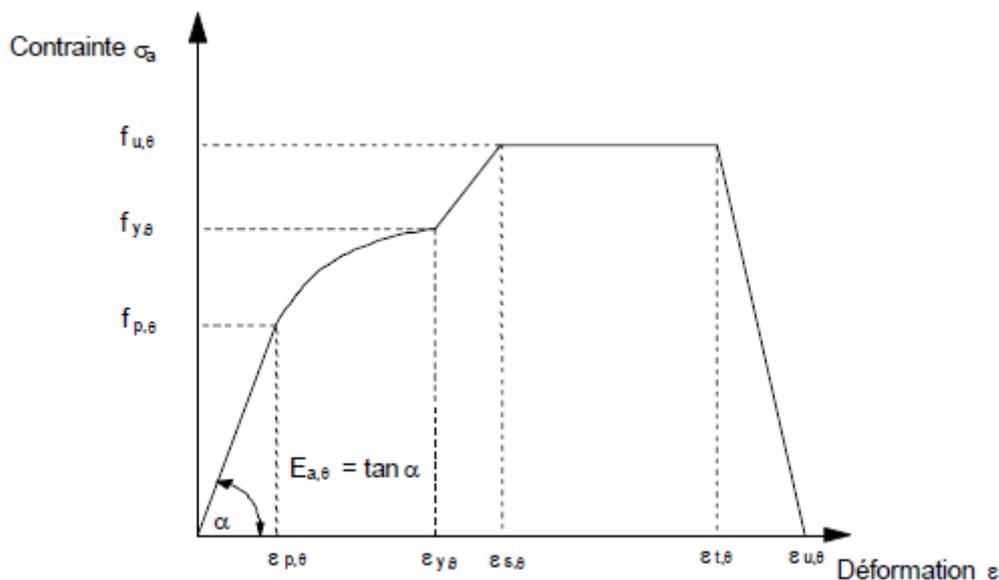
- une phase élastique linéaire, pour des déformations inférieures à  $\varepsilon_{p,\theta}$  ;
- une phase « transitoire elliptique », pour des déformations comprises entre  $\varepsilon_{p,\theta}$  et  $\varepsilon_{y,\theta}$ .  
Il faut noter que pour des températures inférieures ou égales à 100 °C, la limite de proportionnalité et la limite d'élasticité efficace étant égales, cette phase est inexistante ;
- une phase plastique linéaire de pente nulle, pour des déformations comprises entre  $\varepsilon_{y,\theta}$  et  $\varepsilon_{t,\theta}$  ;
- une phase plastique linéaire de pente négative, pour des déformations comprises entre  $\varepsilon_{t,\theta}$  et  $\varepsilon_{u,\theta}$ .



**Figure I.14 :** Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée [1]

Une alternative consiste à considérer un écrouissage positif pour des températures inférieures à 400°C et uniquement en l'absence de ruine prématurée par voilement local ou flambement global. Ceci permet d'obtenir une loi plus proche de celle donnée en Figure I.13. On introduit ainsi une déformation  $\varepsilon_{s,\theta}$  telle que :

- pour  $\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{s,\theta}$ , la courbe présente une partie linéaire, les contraintes étant comprises entre  $f_{y,\theta}$  et  $f_{u,\theta}$ , avec  $f_{u,\theta} = 1,25f_{y,\theta}$  ;
- pour  $\varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{t,\theta}$ , la courbe présente un palier - partie linéaire de pente nulle - soit une contrainte constante de  $f_{u,\theta}$ .



**Figure I.15 :** Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée à écrouissage positif [1]

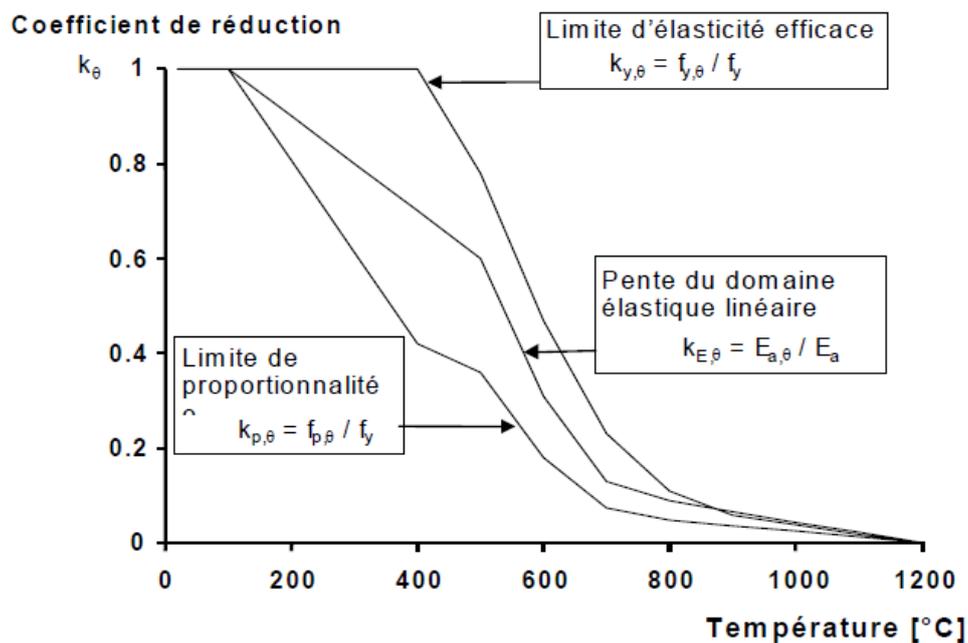
En dehors des déformations, les paramètres de la courbe à température élevée se déduisent des paramètres à température ambiante, c'est-à-dire à 20 °C, par des facteurs de réduction, comme indiqué sur la Figure I.16.

### I.3.2.2 Comportement du béton à température ambiante

Comme indiqué plus haut, le béton est un matériau hétérogène composé de granulats liés par une pâte de ciment. Son comportement dépend nécessairement de ces différents constituants, aussi bien à température ambiante qu'en situation d'incendie.

Les travaux réalisés sur le comportement du béton ont permis de définir ses caractéristiques mécaniques, et de lui adjoindre 2 types de comportement en traction et en compression possibles :

- un comportement élasto-plastique à ruine fragile en traction, pour lequel un critère de plasticité est fixé ;
- un comportement endommageable.



**Figure L.16** : Coefficients de réduction de l'acier [1]

Nous nous intéressons ici à un comportement élasto-plastique, dont les principaux paramètres sont :

- la résistance moyenne en compression  $f_{cm}$  ;
- la résistance caractéristique en compression sur cylindre  $f_{ck}$  ;
- la résistance caractéristique en compression sur cube  $f_{cu}$  ;
- la résistance caractéristique en traction  $f_t$  ;
- le module d'élasticité  $E_c$ .

La classification usuelle du béton se fait en précisant ses 2 résistances caractéristiques en compression à 28 jours. Ainsi, un béton C25/30 a une résistance nominale sur cylindre de 25 MPa et sur cube de 30 MPa, ses autres caractéristiques pouvant en être déduites par des formules analytiques [9].

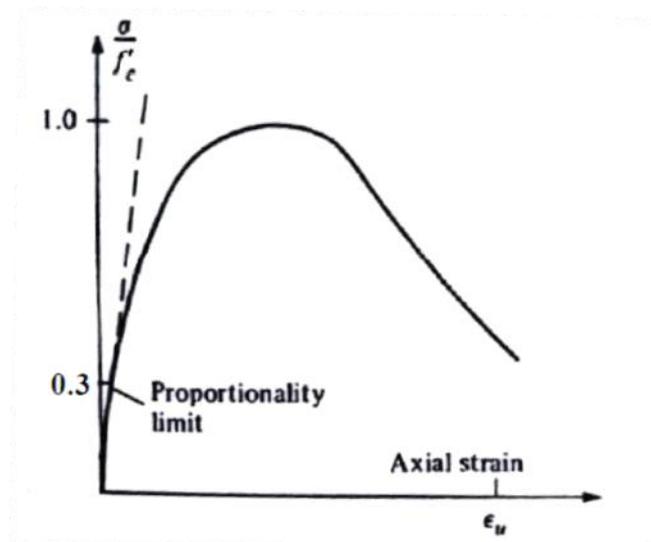
### a) Béton en compression

Le comportement du béton en compression à température ambiante peut être mis en évidence par différents essais dont :

- l'essai de compression uniaxiale ;
- l'essai cyclique en compression uniaxiale.

La dégradation du béton « est essentiellement liée au développement de micro-fissures », ce développement étant lui-même lié aux déformations positives. Cette micro-fissuration génère une dégradation des propriétés élastiques du matériau. On observe ainsi des déformations permanentes dues à « l'effet de frottement entre surfaces des micro-fissures et la non-refermeture complète après déchargement » [6].

De plus, sous l'effet de la compression, la destruction des pores provoque l'augmentation des contacts dans la micro-structure, d'où un gain de rigidité. Le béton est donc un matériau très sensible au confinement. Il présente en effet un comportement d'autant plus fragile que le confinement est faible [6, 10].

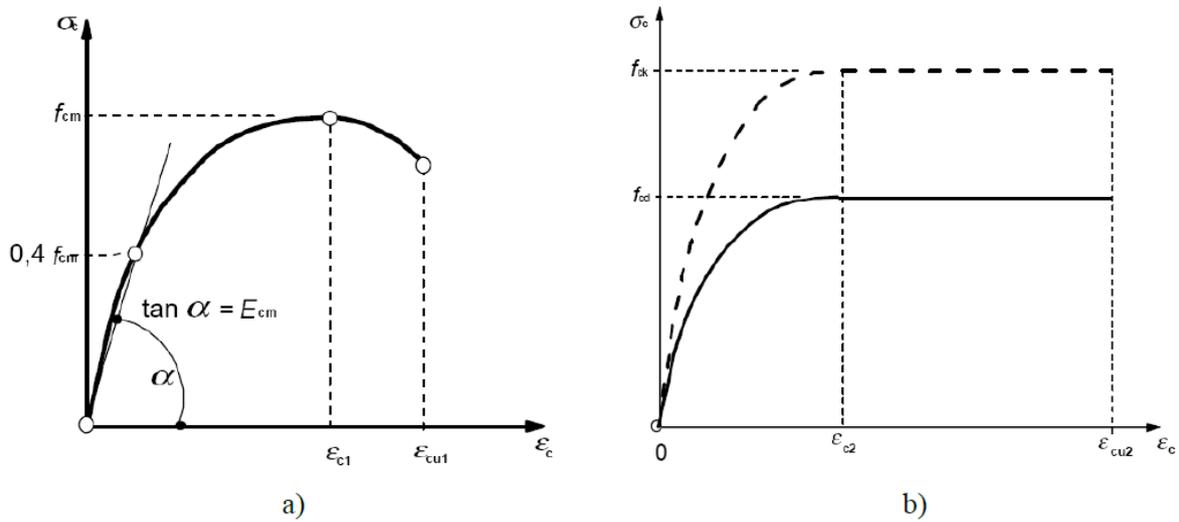


**Figure L17 :** Courbe de compression simple du béton à 20 °C [10]

La courbe contrainte-déformation déduite d'un essai uniaxial comprend :

- une phase quasi-linéaire ;
- une diminution de pente de ~30 à ~75 % de  $f_c$  ;
- un pic à  $f_c$  ;
- un comportement adoucissant, en phase post-pic, associé à une forte dilatance (Figure I.17).

L'EN 1992-1-1 [9] propose les courbes données en Figure I.18 :



**Figure I.18** : Loi de compression du béton

a) Représentation schématique de la relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale à température ambiante [9]

b) Diagramme parabolite – rectangle pour le béton comprimé pour le calcul des sections [9]

Le module d'élasticité du béton peut donc être approché par :

- le module sécant  $E_{cm}$  tel que :
  - $E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$  ou  $f_{ck}$  est exprimée en MPa et  $E_{cm}$  en GPa ;
  - $E_{cm} \approx \tan \alpha$  , comme le montre la figure I.18 ;
- le module tangent  $E_c \approx 1,05 E_{cm}$  .

Les valeurs des déformations au pic et à rupture peuvent être trouvées expérimentalement. Elles peuvent également être obtenues plus simplement par les formules suivantes :

- $\varepsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$  ;

$$\begin{aligned}
 - \varepsilon_{cu1}(\text{‰}) &= \begin{cases} 3,5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \\ 2,8 + 27 \left( \frac{98-f_{cm}}{100} \right)^4 = 2,8 + 27 \left( \frac{90-f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50\text{MPa} ; \end{cases} \\
 - \varepsilon_{c2}(\text{‰}) &= \begin{cases} 2,0 & \text{pour } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \\ 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53} & \text{pour } f_{ck} > 50\text{MPa} ; \end{cases} \\
 - \varepsilon_{cu2}(\text{‰}) &= \begin{cases} 3,5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \\ 2,6 + 35 \left( \frac{90-f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50\text{MPa}. \end{cases}
 \end{aligned}$$

## b) Béton en traction

Bien que difficiles à réaliser, des essais de traction directs peuvent être effectués, les résultats soulignant :

- une phase quasi-linéaire, présentant une légère diminution de pente pré-pic ;
- une phase adoucissante, se traduisant par une chute brutale de la pente, due à la propagation des micro-fissures perpendiculaires à la déformation principale ;
- une réduction de moitié de la raideur initiale en fin d'essai ;
- une déformation résiduelle (Figure I.19).

En phase finale, « l'essai de traction directe conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension » [6].

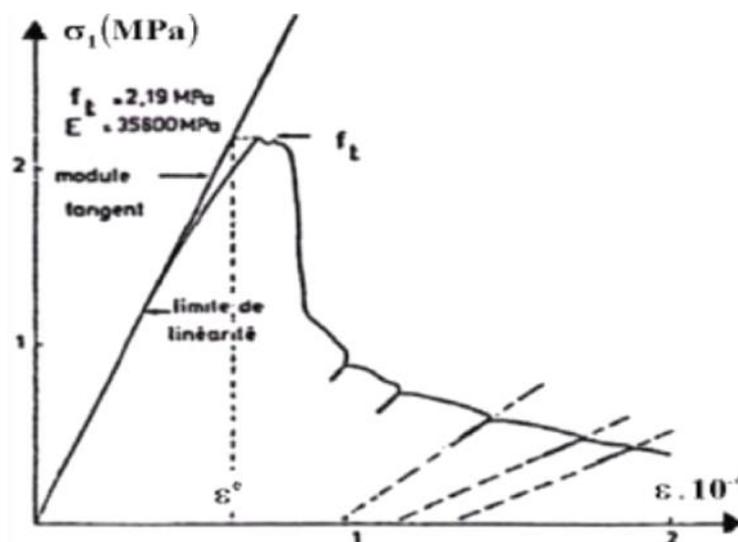


Figure I.19 : Comportement du béton en traction directe [11]

De la courbe contrainte – déformation d’un tel essai, une autre caractéristique du béton peut être déduite. Il s’agit de l’énergie de fissuration, qui peut se définir comme l’intégrale de l’évolution de la contrainte en fonction de la déformation entre le pic et la rupture. Elle est donc représentée par la surface délimitée par l’axe des déformations et la courbe dans l’intervalle de déformation compris entre le pic et la rupture.

### **c) Comportement cyclique du béton en traction – compression**

Pour ce type d’essai, on constate « une restauration de la raideur lors du passage d’un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression » [6]. En effet, la re-fermeture des fissures de traction en compression génère une absence d’interaction avec les fissures de compression perpendiculaires, d’où un nouveau comportement sain.

On retiendra donc ce qui suit quant au comportement du béton à température ambiante ;

- une déformation résiduelle, aussi bien en traction qu’en compression ;
- un comportement adoucissant post-pic ;
- une dégradation de la raideur pendant la décharge ;
- une restauration de la raideur en cas d’inversion du signe de la contrainte.

### **I.3.2.3 Comportement du béton à température élevée**

La déshydratation générée par l’échauffement du béton provoque l’apparition d’eau libre et une augmentation de la pression interstitielle. Les modifications simultanées de la pâte et des granulats entraînent alors une dégradation de la micro-structure : on observe des détériorations spécifiques en raison de l’incompatibilité du comportement de ces 2 constituants majeurs.

En effet, pour des températures supérieures à 105 °C, il se produit deux phénomènes opposés, traduisant l’Incompatibilité Thermique des Constituants du Béton (ICTB) :

- le retrait dans la pâte de ciment ;
- la dilatation des granulats.

Par ailleurs, on assiste à une augmentation du volume total et de la taille des pores, probablement causée par :

- la rupture des cloisons capillaires due à l’évaporation de l’eau ;
- la micro-fissuration due aux dilatations différentielles ; pouvant conduire à un éclatement du matériau (Figure I.20).



**Figure I.20 :** Eclatement du béton suite à un incendie de parking [12]

#### **a) Béton en compression sous hautes températures**

La courbe contrainte - déformation dépend principalement de 2 paramètres [12] :

- le type de granulat ;
- la teneur en eau.

La résistance en compression peut être déterminée de façon expérimentale, en distinguant 3 cas d'essais :

- la méthode d'état régulier : échauffement à une température donnée, puis charge mécanique à vitesse contrôlée ;
- la méthode d'état transitoire : charge appliquée jusqu'à une valeur fixée, puis échauffement à vitesse contrôlée ;
- des essais réalisés pendant l'échauffement ou le refroidissement de l'éprouvette.

On peut tout de même noter les points suivants :

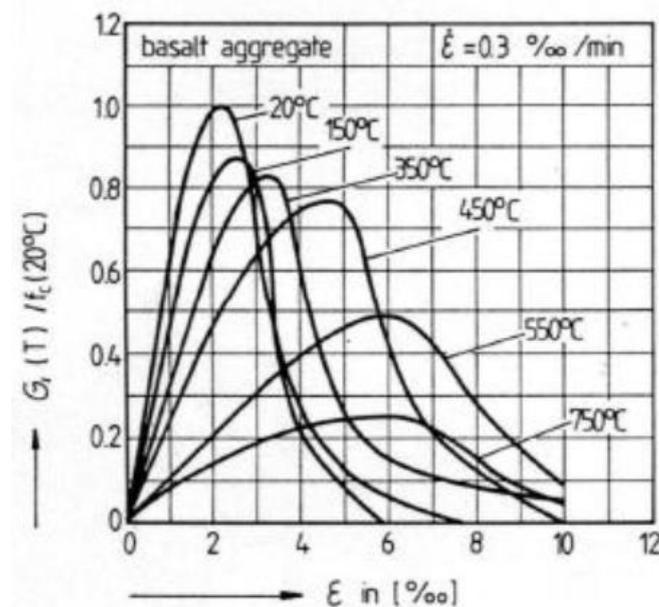
- pour une température inférieure à 90 °C, la résistance diminue légèrement ;
- pour une température supérieure à 90 °C, l'accélération du séchage provoque une augmentation de la résistance ;
- pour une température supérieure à 200 °C, le séchage est achevé, ce qui cause une diminution progressive de la résistance.

Ainsi, on observe :

- un endommagement thermique se traduisant par une réduction irréversible de la rigidité ;

- une décohésion thermique, caractérisée par une réduction irréversible de la résistance ;
- une augmentation de la sensibilité au confinement avec la température.

De plus, la diminution de la résistance en bi-compression est plus lente que celle de la résistance en compression simple.



**Figure I.21 :** Courbes de compression uniaxiale du béton en fonction de la température [13]

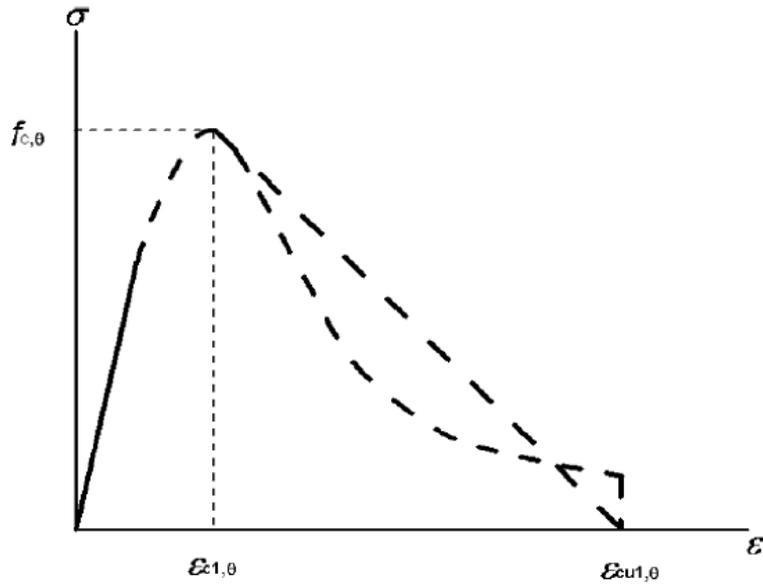
L'EN 1992-1-2 [3] et l'EN 1994-1-2 [2] proposent la courbe contrainte –déformation donnée en Figure I.22 :

telle que :

- pour des déformations inférieures à  $\varepsilon_{c1,\theta}$  :

$$\sigma = 3 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \frac{f_{c,\theta}}{2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3} ;$$

- pour des déformations supérieures à  $\varepsilon_{c1,\theta}$ , il est recommandé de considérer une branche descendante, linéaire ou non ;
- la résistance  $f_{c,\theta}$  est déterminée à partir du facteur de réduction  $k_{c,\theta}$  tel que  $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ\text{C}}$  ;
- les déformations au pic  $\varepsilon_{c1,\theta}$  et à rupture  $\varepsilon_{cu1,\theta}$  sont données en Figure I.23.



**Figure I.22 :** Courbe contrainte-déformation du béton en compression à température élevée [3]

Ceci permet de déterminer le module d'Young du béton  $E_{c,\theta}$  par dérivation de l'expression précédente, soit :

$$E_{c,\theta} = \frac{3 f_{c,\theta}}{2 \varepsilon_{c1,\theta}} = \frac{3 k_{c,\theta} f_{c,20^\circ\text{C}}}{2 \varepsilon_{c1,\theta}} \quad (\text{I-28})$$

D'où

$$k_{E_{c,\theta}} = \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ\text{C}}} = \frac{3 k_{c,\theta} f_{c,20^\circ\text{C}}}{2 \varepsilon_{c1,\theta}} / \frac{3 f_{c,20^\circ\text{C}}}{2 \varepsilon_{c1,20^\circ\text{C}}} = k_{c,\theta} \frac{\varepsilon_{c1,20^\circ\text{C}}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \quad (\text{I-29})$$

**NB :** Il faut noter que cette expression du module d'Young est différente de celle donnée dans l'EN 1992-1-1 [9]. En effet, selon ce dernier, en considérant le module tangent et la déformation au pic définis en § I.3.2.2 partie a, prenons l'exemple d'un béton C25/30 :

- $f_{ck} = 25\text{MPa}$ , donc  $f_{cm} = 33\text{MPa}$ ;

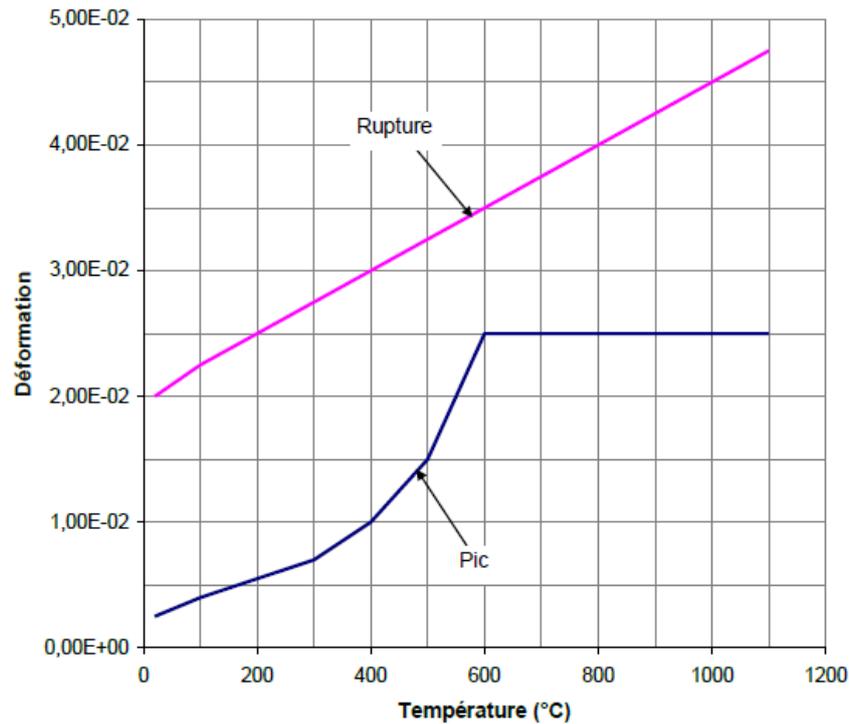
Ce qui donne :

- $\varepsilon_{c1} = 2,1\text{‰}$ ;
- $E_{cm} = 31,5\text{ GPa}$ , d'où  $E_c = 33\text{ GPa}$ .

Or, selon l'EN 1992-1-2 [3] :

- $\varepsilon_{c1,\theta} = 2,5\text{‰}$ , soit une légère augmentation ;
- $E_{c,20^\circ\text{C}} = 15\text{ GPa}$ , soit une réduction de plus de 50%.

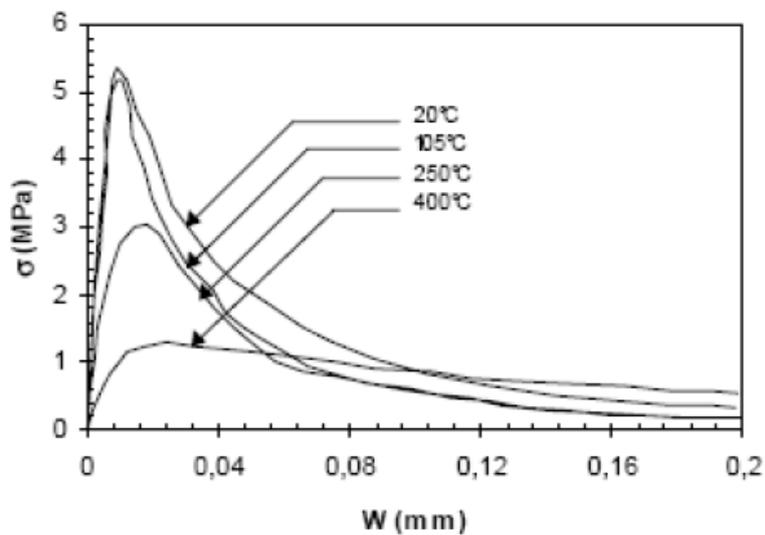
Ainsi, comparé aux valeurs à température ambiante, la déformation au pic est plus importante, tandis que le module d'Young est nettement plus faible en configuration mixte.



**Figure I.23 :** Déformations du béton en compression en fonction de la température [12]

### b) Béton en traction sous hautes températures

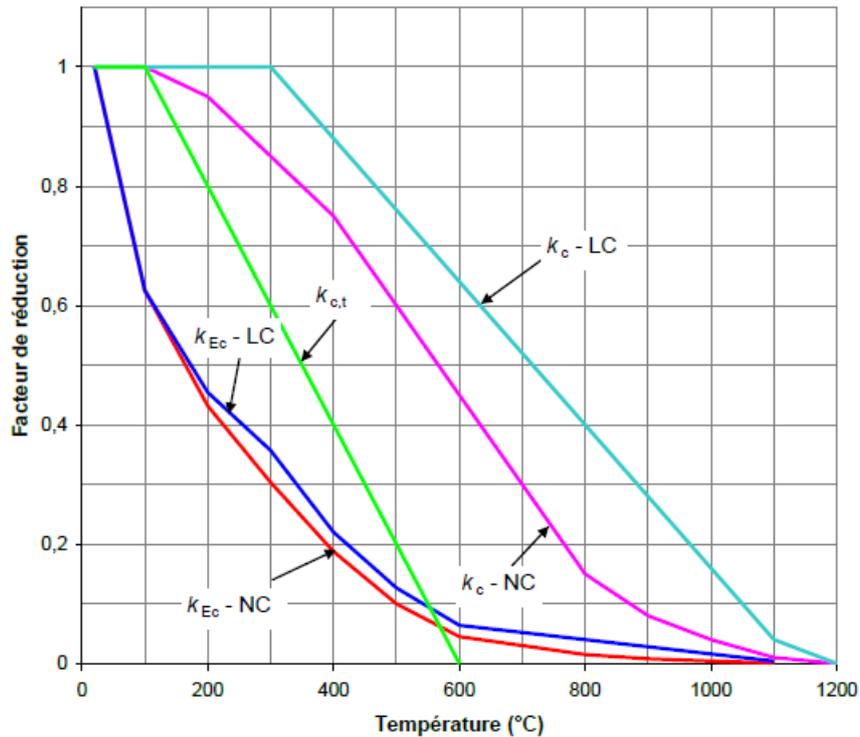
Même s'il n'existe qu'un nombre limité de recherches à ce sujet, on peut aujourd'hui affirmer que la résistance du béton en traction est très sensible à la température, dont elle est une fonction décroissante (Figure I.24). Par ailleurs, elle présente une réduction plus rapide qu'en compression.



**Figure I.24 :** Courbes de traction uniaxiale du béton en fonction de la température [14]

Par mesure de conservatisme, l'EN 1994-1-2 [2] suppose que dès que la fissuration est développée, le béton ne résiste plus à la traction, ce qui se traduit par une résistance  $f_{ck,t}$  nulle. Toutefois, l'EN 1992-1-2 [3] admet la définition suivante :

$$f_{ck,t,\theta} = k_{c,t,\theta} f_{ck,t} \quad (I-30)$$



**Figure I.25 :** Evolution des facteurs de réduction du béton en fonction de la température [12]

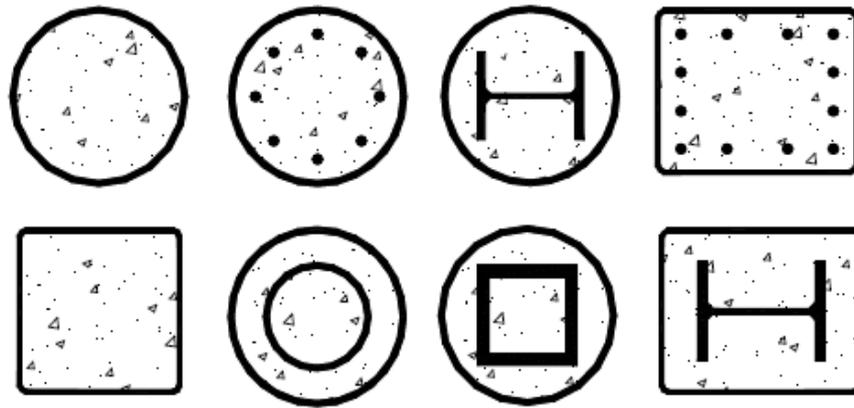
Où :

$k_{c,t,\theta}$  est le facteur de réduction de la résistance caractéristique en traction  $f_{ck,t}$ , l'évolution de ce facteur étant donnée sur la Figure I.25

## I-4 REVUE DES TRAVAUX REALISES SUR LA TENUE AU FEU DES PROFILS CREUX REMPLIS DE BETON

### I.4.1. INTRODUCTION

L'utilisation des colonnes mixtes avec profil d'acier creux rempli de béton (CFSHS) dans la construction de bâtiments, et plus particulièrement dans les immeubles de grande hauteur, est devenue de plus en plus populaire ces dernières années. Quelques sections représentant ces colonnes sont indiquées sur la figure I.26



**Figure I.26 :** Types de colonnes (CFSHS) [15].

Un élément CFSHS contient deux matériaux avec des comportements différents. L'interaction de ces matériaux donne lieu à un problème difficile dans la détermination des propriétés associées telles que le moment d'inertie et le module d'élasticité. Le mécanisme de rupture dépend en grande partie de la forme, la longueur, le diamètre, l'épaisseur du tube métallique et les résistances du béton et de l'acier. Des paramètres tels que l'adhérence, le confinement du béton, les contraintes résiduelles, le fluage, le retrait, et le type de chargement ont également un effet sur le comportement de ces éléments.

En cas d'incendie, il a été prouvé que le remplissage en béton améliore la résistance au feu des colonnes CFSHS. Une raison est que le béton augmente la capacité thermique de la colonne. Plus important encore est que, une fois exposé au feu, une redistribution de charge se produira dans la colonne de la section en acier chaude au noyau de béton relativement froid [16].

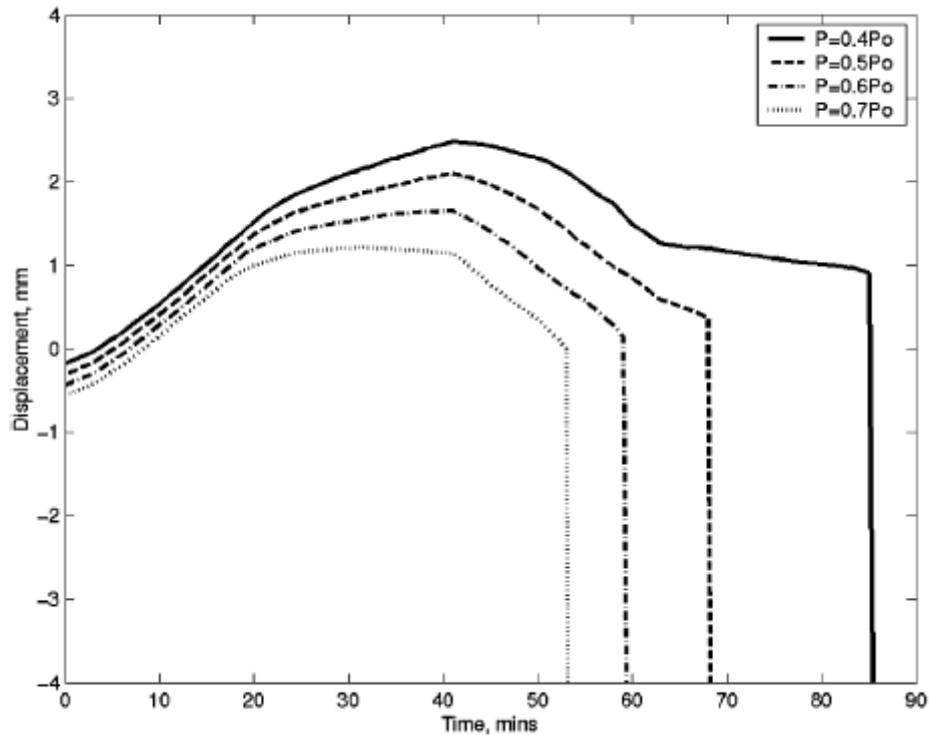
Le comportement des colonnes CFSHS sous conditions d'incendie a été étudié depuis les années 1980. Par exemple (Guyaux P. et Janss J. [17], Kordina K. et Klingsch W. [18], Lie T.T et al [19-27], Kodur VKR [28], Han L.H [29,30], Zha X.X [31], Renaud C. [32], Ding J. et Wang Y.C [33,34], Peter Schaumann et al [35], J.C. Dotreppe et al [36], Ana Espinos [37], Hua Yang et al [38], David I. Rush et al [39], Zhong Tao et al [40]). Les données rapportées dans la littérature peuvent être utilisées pour illustrer le comportement des colonnes de CFSHS sous conditions de feu. À température ambiante, la charge est portée à la fois par le béton et l'acier. Lorsque la colonne est exposée au feu, l'acier supporte la plus grande partie de la charge au début, car la section d'acier se dilate plus rapidement que le noyau de béton. À des températures plus élevées, la section d'acier cède progressivement à mesure que sa

résistance diminue et la colonne se contracte rapidement entre 20 et 30 minutes d'exposition au feu (Kodur V.K.R [41]). A ce stade, le noyau de béton commence à porter de plus en plus de charge. La résistance du béton diminue avec le temps et, en fin de compte, lorsque la colonne ne supporte plus la charge, soit elle flambe, soit elle cède par compression. Le temps auquel la colonne se rompt détermine sa résistance au feu. Le comportement de la colonne, après les écoulements de l'acier, dépend des propriétés du noyau de béton: type de béton, résistance du béton et section et emplacement de l'acier d'armature. Le noyau de béton contribue de manière significative à une résistance au feu accrue de ce type de colonnes.

Zha X.X [31] a utilisé DYNA3D, un programme non linéaire tridimensionnel d'analyse des éléments transitoires par éléments finis, pour étudier le comportement au feu des poteaux CFSHS. La figure I-28 montre la variation dans le temps du déplacement axial moyen de la section d'extrémité de la colonne pour quatre différentes charges appliquées lorsqu'elle est chauffée sur quatre côtés.  $P_0$  est la charge de compression maximale que la colonne peut supporter à température ambiante. On peut voir sur la figure qu'il existe trois phases qui caractérisent l'historique de déformation de la colonne. La première phase est celle d'expansion dans laquelle la déformation est dominée par la dilatation thermique et donc le déplacement augmente avec le temps. La deuxième phase est celle de récupération dans laquelle la déformation est dominée par la compression due à l'adoucissement continu du matériau induit par des températures élevées et ainsi le déplacement commence à diminuer avec le temps. La troisième phase est celle de la ruine dans laquelle la résistance du béton à proximité des surfaces exposées au feu est considérablement réduite et la colonne ne peut plus supporter la charge appliquée.

#### **I.4.2. FACTEURS AFFECTANT LA RESISTANCE AU FEU**

L'influence de divers facteurs sur la résistance au feu des colonnes CFSHS a été étudiée (Lie T.T et al. [19-27]). Ces facteurs incluent les dimensions transversales, la quantité d'acier d'armature, la résistance du béton, l'enrobage du béton, le type de granulats de béton, la longueur de la colonne, et la charge.



**Figure I-27** Variation avec le temps du déplacement axial moyen de la section d'extrémité de la colonne pour diverses charges ( $D = 0.356$  m,  $t = 0.010$  m,  $L = 2$  m) [31]

D : diamètre ; t : épaisseur ; L : longueur

#### a) Dimension extérieure de la colonne

Pour une charge donnée, la résistance au feu augmente significativement avec l'augmentation du diamètre (largeur) de la colonne. La résistance au feu augmente plus que quadratiquement avec le diamètre extérieur de la colonne (largeur) (Lie T.T. et Denham E.M.A. [21,22]). Ceci est dû à l'augmentation de la massivité du noyau de béton, qui ralentit la pénétration de la chaleur, et partiellement à l'augmentation de la résistance aux températures ambiantes de la colonne.

#### b) Longueur effective

La résistance au feu diminue avec une augmentation de la longueur effective. L'influence de la longueur effective est plus grande pour les charges plus faibles. La résistance au feu réduite pour les colonnes plus longues peut être attribuée à l'augmentation de l'élançement effectif durant l'incendie, ce qui, à son tour, réduit la capacité portante.

### **c) Charge appliquée**

En cas d'incendie, les charges appliquées sont beaucoup plus inférieures à la charge maximale de calcul spécifiée pour les conditions de température ambiantes, car différentes combinaisons de charges sont utilisées avec une réduction des charges variables. Le terme «rapport de charge» est le rapport entre les charges de calcul sur les structures lors d'un incendie et les charges qui provoqueraient une ruine à des températures normales. Dans la plupart des cas, le rapport de charge varie de 0,2 à 0,6. Bien sûr, une diminution du taux de charge augmente la résistance au feu.

### **d) Taux d'armature**

La présence d'armature dans le noyau de béton améliorera les propriétés de flexion du noyau et améliorera donc la résistance au feu, en particulier lorsque la stabilité au flambement et / ou les moments fléchissants sont des facteurs majeurs. A des températures élevées, le tube d'acier externe ne peut plus supporter de contraintes, alors que les armatures protégées par le béton peuvent le faire, en particulier les contraintes de traction.

### **e) Résistance du béton**

La résistance au feu de la colonne augmente presque linéairement avec la résistance du béton. L'influence est relativement plus grande pour les charges plus élevées que pour les charges inférieures. L'influence de la résistance du béton est également plus grande pour les colonnes plus courtes que pour les colonnes plus longues (Lie T.T. et Kodur V.K.R [27]), car pour les colonnes courtes, il n'y a pas d'influence du flambement.

### **f) Enrobage de béton**

Une augmentation de l'enrobage de béton augmente la résistance au feu des colonnes CFSHS. L'effet de l'enrobage de béton sur la résistance au feu de la colonne est plus important pour les colonnes de plus grande longueur effective, ce qui peut s'expliquer par le rôle essentiel joué par les armatures supportant des contraintes de traction lorsque la colonne tend à flamber.

### **g) Moment de flexion et excentricité**

Lorsque la rigidité à la flexion du tube métallique est perdue, la résistance à la flexion du poteau est considérablement réduite à cause de la valeur relativement faible du module d'élasticité du béton et de sa faible résistance à la flexion par rapport à l'acier. L'effet de

l'excentricité accidentelle et de la rectitude d'une colonne soumise à des charges axiales n'est pas important pour les colonnes courtes. Cependant, cela peut devenir un facteur important pour les colonnes élancées en feu. La présence de moments dans la colonne produite par l'un ou l'autre des moments d'extrémité ou par des charges appliquées avec excentricité a également un effet important sur la stabilité au feu.

## **I.5 CONCLUSION**

Il ressort de la revue de la littérature que les colonnes mixtes présentent de nombreux avantages qui en font une alternative pratique aux colonnes métalliques ou en béton armé, en augmentant la résistance et particulièrement celle au feu.

Il a également été constaté que certains facteurs pouvant influencer directement le comportement des colonnes mixtes ont été souvent négligés, tels que le contact à l'interface acier-béton et aussi le feu utilisé lors des calculs et essais. Davantage de recherche doit être effectuée dans ce domaine et des directives de conception appropriées doivent être développées.

Les chapitres suivants ont pour but l'évaluation de la résistance au feu des poteaux mixtes en profils creux remplis de béton sous conditions de feu naturel représenté par le feu paramétrique de l'EC1, en prenant en compte l'imperfection du contact acier-béton. 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.

## **II.1 INTRODUCTION**

L'incendie est un phénomène très complexe de combustion non maîtrisée dans le temps et l'espace, et la détermination de son développement dans un compartiment nécessite de mettre une approche performante pour l'évaluation de la résistance, la sécurité incendie et la conception des bâtiments. Ce processus complexe est composé de plusieurs étapes et nécessite l'utilisation d'outils fondés sur des méthodes analytiques, numériques et expérimentales. Le choix d'un incendie approprié de caractéristiques supposées, qui est désigné comme le «feu de conception», est l'une des étapes les plus importantes.

Pour représenter les feux se développant dans un compartiment, il existe plusieurs catégories de modèles correspondant à différents niveaux d'approximation dans la prise en compte des phénomènes physiques. Les principaux paramètres qui définissent les modèles de calcul du développement de l'incendie, sont la charge calorifique du combustible, le système de ventilation et les propriétés thermiques des éléments de séparation. Ces modèles visent à estimer l'évolution des caractéristiques du milieu interne du compartiment durant un incendie.

Dans l'approche de la sécurité incendie basée sur le feu naturel, les calculs concernant la sécurité incendie sont basés sur des actions thermiques déterminées physiquement. Contrairement au calcul conventionnel, les paramètres comme l'importance de la charge calorifique, le taux de dégagement de chaleur et le degré de ventilation jouent un rôle important dans le calcul basé sur le feu naturel. Un certain nombre de modèles incendie sont disponibles pour calculer les actions thermiques. Une revue du modèle et des scénarios d'incendie de calcul choisis, est présentée dans ce chapitre.

## **II.2 CARACTERISTIQUES DU COMPARTIMENT DU FEU**

Dans l'approche de la sécurité incendie basée sur le feu naturel, les calculs concernant la sécurité incendie sont basés sur des actions thermiques déterminées physiquement. Contrairement au calcul conventionnel, les paramètres comme l'importance de la charge calorifique, le taux de dégagement de chaleur et le degré de ventilation jouent un rôle important dans le calcul basé sur le feu naturel. Dans la plupart des bâtiments, le nombre de scénarios possibles d'incendie est infini et doit être réduit. Seuls des scénarios d'incendie réalistes les plus défavorables seront étudiés. Si les scénarios d'incendie de calcul sont choisis, un certain nombre de modèles incendie sont disponibles pour calculer les actions thermiques [42].

## **II.2.1 LIMITES DU COMPARTIMENT**

Dans le concept de sécurité incendie basé sur le feu naturel, le développement du feu est décrit dans le compartiment. On part de l'hypothèse que le feu ne s'étendra pas aux autres compartiments. Cela dépend du comportement du feu des constructions voisines (planchers, murs – y compris les portes -, etc.).

Il est nécessaire de comprendre ce comportement pour évaluer leur capacité à agir comme des obstacles à la propagation du feu.

Les options suivantes sont disponibles :

- Essais ad-hoc : l'élément peut être exposé dans un four à une courbe température-temps calculée avec des modèles de feu basés sur les scénarios de feu les plus défavorables.
- Jugement expert : cette approche utilise les données d'essais disponibles résultant d'essais de résistance au feu conventionnel ISO sur des éléments séparatifs.
- Utilisation directe d'exigences ISO : les règlements nationaux courants exigent une certaine résistance au feu conventionnel ISO pour les murs, les plafonds, les portes et les planchers, dépendant de l'utilisation et de la géométrie du bâtiment.

Les deux premières options peuvent être utilisées pour un nombre limité d'éléments séparatifs et entraînent des coûts élevés. Dans la pratique, c'est la troisième option qui est le plus souvent utilisée [42].

## **II.2.2 PAROIS : CARACTERISTIQUES THERMIQUES**

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

La perte de chaleur hors du compartiment est un facteur important pour la détermination de la température. Les pertes de chaleur aux frontières du compartiment se produisent par convection et rayonnement. Les caractéristiques thermiques des parois doivent être connues.

Les trois paramètres principaux caractérisant les propriétés thermiques d'un matériau sont :

- ✓ la chaleur spécifique  $c_p$
- ✓  $f$  la densité  $\rho$
- ✓  $f$  la conductivité  $\lambda$ .

La conductivité et la chaleur spécifique dépendent de la température.

Dans les modèles simplifiés, seule l'inertie thermique, appelée facteur  $b$ , est utilisée. Le facteur  $b$  est donné par l'équation suivante (II.1), à partir des propriétés thermiques :

$$b = \sqrt{\lambda \cdot \rho \cdot c_p} \quad (\text{II-1})$$

Pour le calcul du facteur  $b$ , la densité  $\rho$ , la capacité spécifique  $c_p$  et la conductivité thermique  $\lambda$  de la frontière du compartiment peuvent être prises à température ambiante. [42].

Dans le cas de parois composées de plusieurs matériaux, il est conseillé de déduire le facteur  $b$  selon la méthode suivante :

- ✓ Lorsqu'un matériau (2) est isolé par un matériau dense (1), alors  $b_1 < b_2$  est le facteur  $b$  du matériau 1 :  $b = b_1$ .
- ✓ Dans le cas contraire, si  $b_1 > b_2$ , nous pouvons définir une épaisseur limite pour le matériau 1 égale à :

$$S_{1,lim} = \sqrt{\frac{t_d \lambda_1}{c_1 \rho_1}} \quad (\text{II.2})$$

Où  $t_d$  est le temps nécessaire pour atteindre la phase décroissante

Le facteur  $b$  est alors déterminé par :

Si

$$S_1 > S_{1,lim} \quad \text{Alors } b = \frac{S_1}{S_{1,lim}} b_1 + \left(1 - \frac{S_1}{S_{1,lim}}\right) b_2$$

Le tableau II.1 donne les caractéristiques des matériaux les plus communément utilisés pour différentes températures [42].

### II.2.3 CARACTERISTIQUES DES OUVERTURES

Les ouvertures dans un local clos peuvent consister en fenêtres, portes et ouvertures dans le toit. La sévérité du feu dans un local clos dépend de la surface d'ouvertures.

Le facteur d'ouverture  $O$  utilisé dans les modèles simplifiés est défini selon l'équation (II.3) pour une ouverture verticale unique :

$$O = A_w \sqrt{H} \quad (\text{II.3})$$

Lorsque plusieurs ouvertures verticales doivent être considérées, la surface globale et une hauteur équivalente doivent être utilisées. Elles sont déterminées par les équations (II.4) et (II.5) :

$$A_w = \sum A_{wi} \quad (\text{II.4})$$

$$H = \left[ \frac{\sum A_{wi} \sqrt{H_i}}{\sum A_{wi}} \right]^2 \quad (\text{II.5})$$

Où  $A_w$  est la surface d'ouverture,  $H$  est la hauteur d'ouverture et  $i$  est relatif à l'ouverture n°i.

### II.3 DEVELOPPEMENT DU FEU

Lorsqu'on simule de façon numérique le développement du feu, différentes simplifications de la dynamique du feu peuvent être réalisées. Ce chapitre présente les modèles à appliquer en situation de pré-flashover (modèles de feu localisé et modèles à 2 zones) et en situation de post-flashover (feu généralisé). Les modèles de champs (CFD : Computer Fluid Dynamics) ne sont pas abordés dans ce chapitre. Ils sont trop complexes et nécessitent trop de temps pour être utilisés comme un outil simple.

Tableau II.1 : Caractéristiques thermiques des matériaux

Matériau	Température (°C)	$\lambda$ (W/m/K)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$c_p$ (J/kg°K)
Béton normal	20	2	2300	900
	200	1,63	2300	1022
	500	1,21	2300	1164
	1000	0,83	2300	1289
Béton léger	20	1	1500	840
	200	0,875	1500	840
	500	0,6875	1500	840
	1000	0,5	1500	840
Acier	20	54	7850	425
	200	47	7850	530
	500	37	7850	667
	1000	27	7850	650
Laine céramique	20	0,035	128	800
	200	0,06	128	900
	500	0,12	128	1050
	1000	0,27	128	1100
Ciment	20	0,0483	200	751
	250	0,0681	200	954
	500	0,1128	200	1052
	800	0,2016	200	1059
Silicate de calcium	20	0,0685	450	748
	250	0,0786	450	956
	450	0,0951	450	1060
	1050	0,157	450	1440
Bois	20	0,1	450	1113
	250	0,1	450	1125
	450	0,1	450	1135
	1050	0,1	450	1164
Brique	20	1,04	2000	1113
	200	1,04	2000	1125
	500	1,18	2000	1135
	1000	1,41	2000	1164
Verre	20	0,78	2700	840

### II.3.1 FEU LOCALISE

Dans un feu localisé, il y a accumulation de produits combustibles dans une couche en dessous du plafond (couche supérieure), avec une interface horizontale entre cette couche chaude et la couche inférieure où la température des gaz demeure beaucoup plus basse.

Cette situation est bien représentée par un modèle à deux zones, utilisé dans toutes les situations de pré-flashover. En plus du calcul de l'évolution de la température des gaz, ces modèles sont utilisés pour connaître la propagation des fumées dans les bâtiments et pour estimer la sécurité des personnes en fonction de la hauteur de la couche de fumée, de la concentration des gaz toxiques, du flux radiatif et de la densité optique.

L'action thermique sur les éléments horizontaux situés au-dessus du feu dépend également de leur distance par rapport au foyer. Il peut être estimé par des modèles spécifiques déterminant l'évaluation de l'effet local sur les éléments adjacents, comme la méthode d'Heskestad ou d'Hasemi [43].

### **II.3.2 FEU GENERALISE**

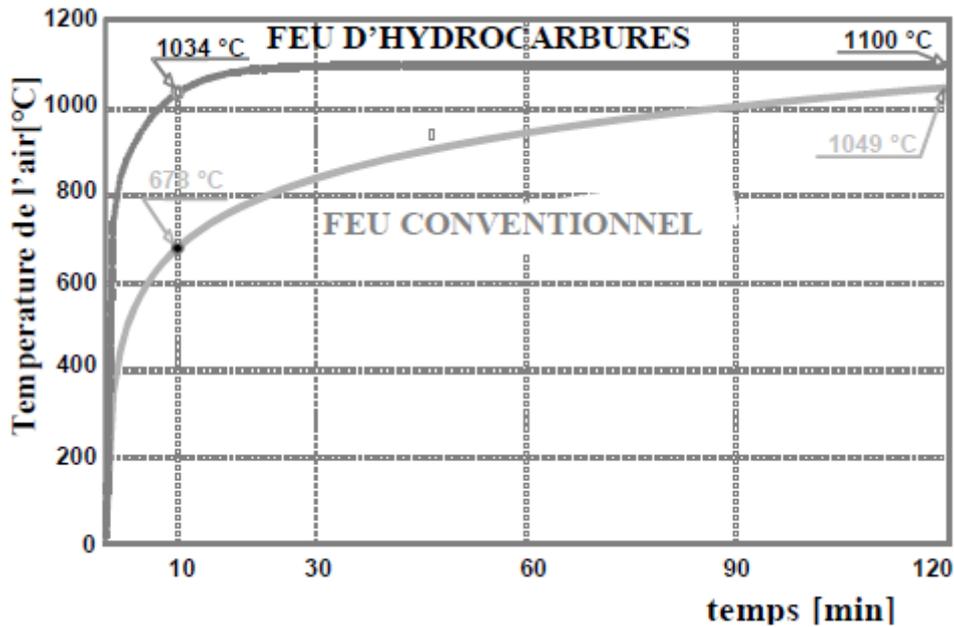
Pour modéliser un feu généralisé dans un bâtiment, il existe plusieurs types de modèles. Certains de ceux utilisés le plus fréquemment sont décrits dans ce chapitre.

Le concept de feu naturel est une alternative aux feux nominaux définis dans les codes normatifs (ISO, courbes hydrocarbure, ...).

Les modèles de champs (CFD) ne sont pas abordés dans ce chapitre. Ils sont trop complexes et nécessitent trop de temps et de données pour qu'on puisse les utiliser comme des outils de calcul simples.

#### **II.3.2.1 Feux paramétriques**

Les feux paramétriques constituent un moyen simple pour tenir compte d'importants phénomènes physiques pouvant influencer le développement d'un feu dans un bâtiment particulier. Comme les feux nominaux, ils consistent en la détermination d'une courbe température-temps, mais ces courbes contiennent certains paramètres destinés à représenter certains aspects de la réalité.



**Figure II-1** : Courbes de température pour les feux standards et hydrocarbure [42]

Pour presque tous les feux paramétriques mentionnés dans la littérature, les paramètres pris en compte sont, d'une manière ou d'une autre :

- la géométrie du compartiment,
- la charge calorifique présente dans le compartiment,
- les ouvertures dans les murs et/ou dans le toit et
- le type et la nature des différents éléments de construction constituant les limites du compartiment.

Les feux paramétriques sont basés sur l'hypothèse que la température est uniforme dans le compartiment, ce qui limite leur champ d'application aux conditions de flashover dans des compartiments de dimensions modérées. Ils constituent néanmoins un pas significatif vers la considération de la nature réelle d'un feu particulier par rapport aux feux nominaux, tout en étant basés sur quelques expressions analytiques simples, c'est à dire qu'aucun outil informatique sophistiqué n'est nécessaire pour les appliquer.

Une proposition est faite dans l'annexe informative A de l'EN 1991-1-2 [44] pour un feu paramétrique. Elle est applicable pour des compartiments avec une surface au sol allant jusqu'à 500 m<sup>2</sup>, sans ouverture dans le toit et pour une hauteur maximale de 4 m. Le paramètre  $b$  doit se trouver dans la gamme 1.000 à 2.000 J/m<sup>2</sup>s<sup>1/2</sup>

K, et O doit être compris entre 0,02 et 0,20 (O et b sont définis ci-dessous).

L'évolution de la température des gaz dans le compartiment est donnée par :

$$\theta_g = 1.235(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204 e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) + 20^\circ c \quad (\text{II.6})$$

Avec :

$$t^* = \Gamma t \quad (\text{II.7})$$

$$\Gamma = \frac{(O/0,04)^2}{(b/1.160)^2} \quad (\text{II.8})$$

$$O = A_V \sqrt{h/A_t} \quad (\text{II.9})$$

Et

t temps, en heures

$A_V$  surface d'ouvertures verticales, en  $m^2$

h hauteur d'ouvertures verticales, en m

$A_t$  surface totale des parois (murs, plafond et plancher, y compris les ouvertures), en  $m^2$

b est le facteur b en  $(J/m^2 s^{1/2} K)$ . Il dépend de l'inertie thermique des limites du compartiment

La durée de la phase de croissance est déterminée par :

$$t_{max} = \max (0,2 \times 10^{-3} q_{t,d} / O; t_{lim}) \quad [\text{Heure}] \quad (\text{II.10})$$

Avec :

$q_{t,d}$  valeur de la densité de la charge calorifique liée à  $A_t$  en  $MJ/m^2$

$t_{lim}$  20 minutes, analogue à la durée de l'incendie  $\tau_F$  définie dans l'annexe B de l'EN 1991-1-2 [44].

Lorsqu'on applique l'équation II.10, il existe deux possibilités :

La durée de la phase croissante du feu calculée à partir du premier terme de l'équation  $0,2 \times 10^{-3} q_{t,d} / O$  est plus grande que la limite choisie  $t_{lim}$ . Dans ce cas, les équations II.6 à II.9 et les équations II.16 à II.18 sont appliquées telles quelles, sans aucune modification.

La durée de la phase croissante du feu calculée à partir du premier terme de l'équation,  $0,2 \times 10^{-3} q_{t,d} / O$  est plus faible que la limite choisie  $t_{lim}$ . Dans ce cas, les équations II.6 à II.9 sont appliquées avec un facteur d'ouverture  $O_{lim}$  modifié, calculé comme conduisant au temps limite choisi à partir de l'équation suivante :

$$O_{lim} = 0,1 \times 10^{-3} q_{t,d} / t_{lim} \quad (\text{II.11})$$

Les équations 2.10 et 2.11 sont modifiées de la façon suivante :

$$t_{lim}^* = \Gamma_{lim} t \quad (II.12)$$

$$\Gamma_{lim} = \frac{(O_{lim} / 0,04)^2}{(b/1,160)^2} \quad (II.13)$$

et  $t_{lim}^*$  est employé dans l'équation II.6 au lieu de  $t^*$ .

Enfin, pour tenir compte de l'effet de la ventilation pendant la phase croissante, lorsque

$$t_d = t_{lim} :$$

Si  $O > 0,04$  et  $q_{t,d} < 75$  et  $b < 1.160$

$$\text{Alors} \quad k = 1 + \left( \frac{O-0,04}{0,04} \right) \left( \frac{q_{t,d}-75}{75} \right) \left( \frac{0,160-b}{1,160} \right) \quad (II.14)$$

$$\text{Et d} \quad \Gamma_{lim} = k \frac{(O_{lim} / 0,04)^2}{(b/1,160)^2} \quad (II.15)$$

La courbe température-temps pendant la phase décroissante est donnée par :

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 625 (t - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{pour } t_d^* \leq 0,5 \quad (II.16)$$

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 250 (3 - t_{max}^*) (t - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{pour } 0,5 \leq t_d^* \leq 2,0 \quad (II.17)$$

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 250 (t - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{pour } 2,0 \leq t_d^* \quad (II.18)$$

Avec  $\Theta_{max}$  la température maximale à la fin de la phase croissante où  $t = t_d$  donné par

$$t_{max}^* = (0,2 \times 10^{-3} q_{t,d} / O) \cdot \Gamma$$

$X=1$  pour  $t_{max} > t_{lim}$

$$x = \frac{t_{lim} \cdot \Gamma}{t_{max}^*} \quad \text{pour } t_{max} = t_{lim}$$

Un exemple des résultats (charge calorifique  $q_{t,d} = 180 \text{ MJ/m}^2$   $b = 1.160 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ K}$  facteur d'ouverture  $O$  variant de  $0,04 \text{ m}^{1/2}$  à  $0,20 \text{ m}^{1/2}$  ) est montré dans la figure II.2.

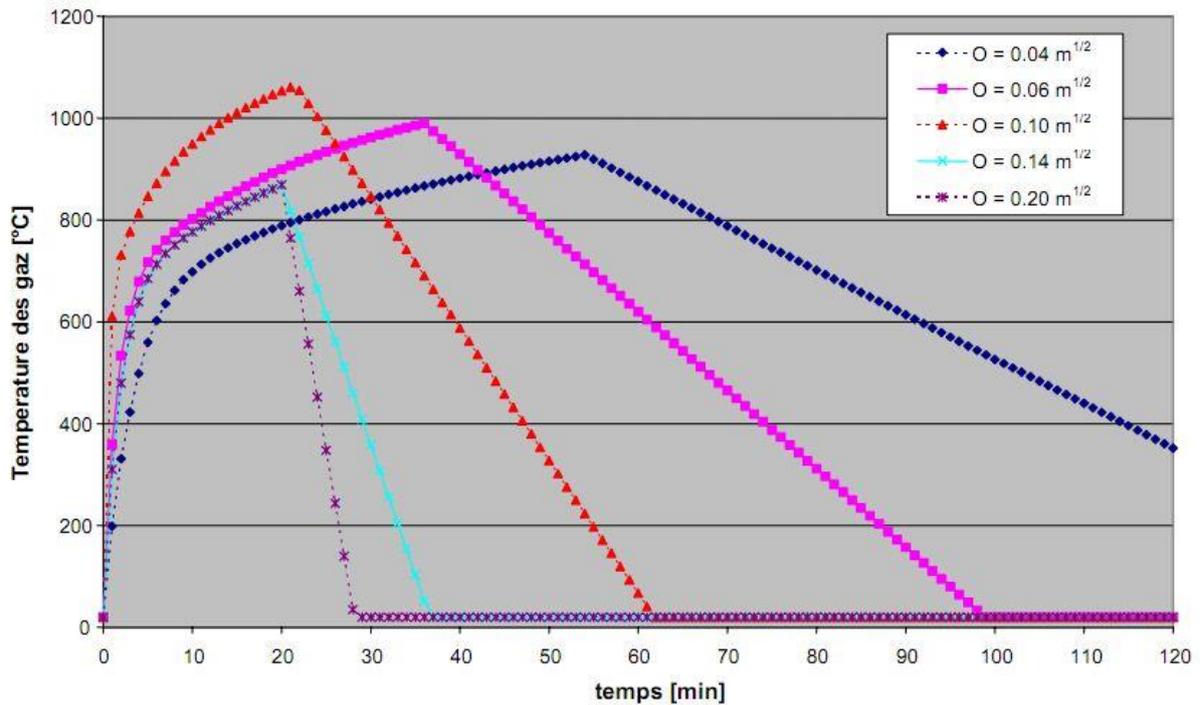


Figure II-2 : Exemple de feux paramétriques [44]

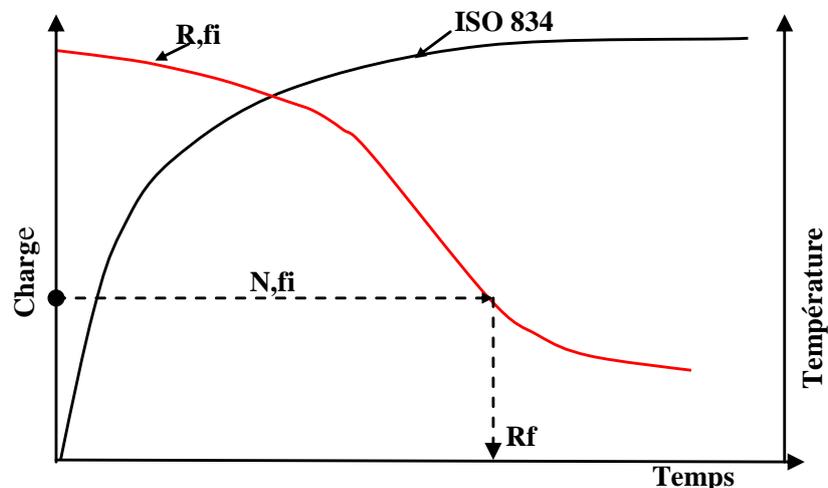
### II.3.3 PRISE EN COMPTE D'UN INCENDIE REEL

Les recommandations en vigueur actuelles concernant la résistance au feu des bâtiments sont de type prescriptif et se basent sur l'incendie normalisé défini par la courbe ISO. L'exigence est fixée en termes de durée de résistance au feu : 30, 60, 90, 120 et jusqu'à 240 minutes d'exposition à cet incendie normalisé.

La figure II.3 montre, de manière schématique, l'évolution de la température suivant la courbe ISO 834, ainsi que la décroissance au cours du temps de la capacité portante d'une structure  $R_{fi}$ . Au moment où la capacité portante devient égale à la charge appliquée  $N_{fi}$ , il y a ruine et cet instant détermine la résistance au feu de la structure,  $R_f$  sur la figure. Si cette durée est au moins égale à la durée de résistance prescrite, on considère que la résistance est assurée et l'effondrement, survienne après la durée prescrite.

La durée de résistance requise dépend réglementairement de la hauteur ou le nombre d'étage, ainsi que le type d'usage des locaux : hall industriel, hôtel, école, hôpital, bureaux, ... On peut considérer que le fait de tenir compte de ces deux facteurs pour fixer l'exigence sous feu ISO, c'est le concept du *fire engineering*. On estime la probabilité de déclenchement d'un incendie et ses conséquences et on impose l'exigence la plus sévère dans les cas les plus critiques, ce

concept est bien traité dans [45]. La capacité portante de la structure et la résistance thermique des différents composants de la construction sont indépendants dans le concept feu nominal.



**Figure II-3** Concept d'incendie normalisé [46].

Il existe une confusion manifeste entre minutes d'expositions à la courbe ISO et minutes réelles. Une durée de résistance au feu à la courbe ISO signifie que la structure est capable de rester stable pendant cette durée lorsqu'elle est soumise de manière uniforme à l'incendie normalisé. Ce temps passé dans un four, si la détermination de la résistance est basée sur un essai, n'est généralement pas égal au temps pendant lequel l'élément pourrait supporter un incendie réel. Or, cette égalité est souvent supposée. On essaye d'estimer combien de temps la structure devrait rester stable, pour assurer l'évacuation du bâtiment par exemple, en fonction de divers critères et on impose une exigence de durée de résistance à l'incendie ISO plus ou moins liée à ce temps de sécurité estimé, sans se préoccuper de la sévérité de l'incendie qui pourrait réellement exister [45].

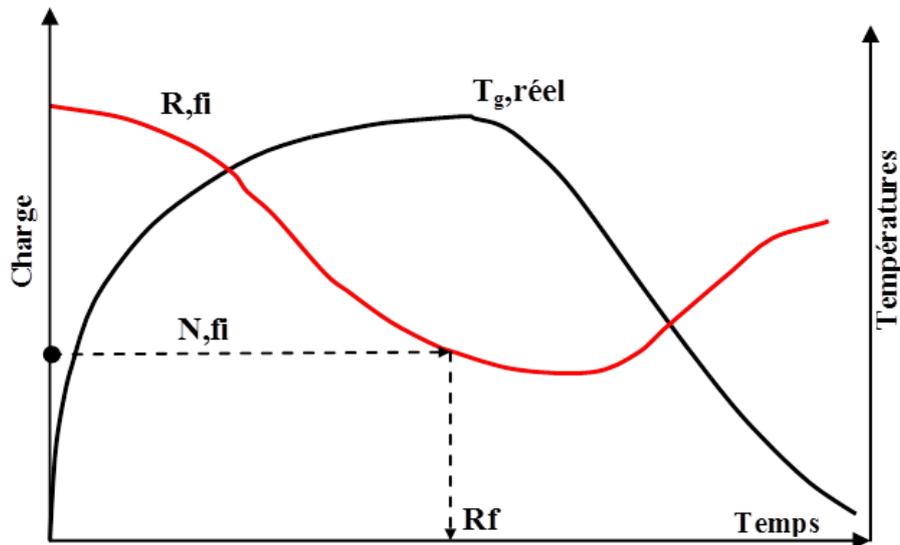
Un des inconvénients majeurs de l'exigence de résistance sous feu ISO est que la sollicitation thermique s'applique simultanément à l'ensemble d'un compartiment. Quelques bilans énergétiques montrent que, pour maintenir la température des gaz au niveau de la courbe ISO pendant 2 heures dans de grands volumes, il faudrait des dégagements d'énergie totalement irréalistes. Il conviendra donc de tenir compte de l'aspect localisé de la source dans la modélisation d'un incendie réel.

La figure II.4 schématise un incendie réel entièrement développé dans un compartiment, il est caractérisé par une phase de température ascendante, une phase de température plus ou moins

stabilisée mais, sauf dans des cas très particuliers, il se termine toujours par une phase de température décroissante, lorsque l'incendie s'arrête faute de combustible. La capacité portante de la structure diminue au cours du temps mais, après avoir atteint un minimum, elle reprend en général une valeur plus élevée. Comme dans le cas d'un incendie normalisé, l'intersection entre l'horizontale donnant la charge appliquée et la courbe de capacité portante donne la durée de résistance au feu.

L'avantage du concept d'incendie réel par rapport au concept d'incendie normalisé n'est pas seulement apporté par le fait que les températures dans le compartiment sont estimées de manière plus réaliste, plus élevées ou plus faibles, selon le cas, que les températures d'un incendie normalisé. Il est aussi apporté par le fait que la durée s'exprime en minutes réelles. Il est ainsi possible de comparer la durée de résistance obtenue à une durée calculée qui est la somme du temps nécessaire à la détection et du temps nécessaire soit à l'évacuation, soit à l'arrivée des services d'incendie et à l'extinction. Ce temps peut être assorti de différents coefficients de sécurité reflétant les incertitudes toujours présentes, comme c'est le cas pour n'importe quel type de calcul structurel à froid.

Le temps de stabilité qui est nécessaire peut aussi être influencé par les conséquences d'un effondrement. Le grand avantage du concept d'incendie réel est dans la possibilité d'effectuer le dimensionnement avec comme objectif d'éviter la ruine si les conséquences d'un effondrement sont totalement inacceptables. Si, sur la figure II.4, la courbe de capacité portante ne rencontre pas l'horizontale des charges appliquées, il n'y a pas de ruine possible et la durée de résistance est infinie. Dans le cas d'une exigence de stabilité infinie, on peut imaginer l'introduction d'une certaine sécurité sur la capacité portante, soit au niveau des charges appliquées, soit au niveau de la charge au feu. Il est également possible d'obtenir une estimation de la capacité portante rémanente après incendie, souvent assez élevée pour les structures en acier, parfois moins importante pour les structures en béton, et de prendre une décision concernant la démolition, la réparation ou la réutilisation immédiate, ce que ne permet pas le concept d'incendie normalisé.



**Figure II-4** Concept d'incendie réel [46].

Lorsque l'évaluation des performances de résistance au feu d'un élément ou d'une partie de construction fait appel à une action thermique autre que les actions thermiques conventionnelles. Il a donc été retenu comme critère de performance la non-atteinte, pendant toute la phase d'échauffement et de refroidissement, des critères de ruine : température limite en face non exposée et stabilité mécanique. Lorsqu'un élément respecte ces critères, il présente alors une résistance au feu dite « infinie » puisque pendant toute la durée de l'incendie potentiel il n'atteindra jamais la ruine.

### **II.3.4. ETUDE PARAMETRIQUE ET CHOIX DES SCENARIOS DE FEU**

L'objectif est de calculer la température des gaz d'un feu généralisé dans un compartiment. La méthode de calcul simplifiée pour la courbe paramétrée température-temps donnée dans l'Annexe A de l'EN 1991-1-2 [44] est utilisée comme modèle de feu naturel pour calculer la température des gaz chauds.

Pour l'étude de la rupture tardive des colonnes dans la zone de refroidissement, une série de feux est proposée avec différentes phases d'échauffement. Tous les feux étudiés suivent la courbe ISO, dans le but de bien se situer par rapport à cette action thermique.

La série de feux étudiée, si on peut conserver la désignation normative est R30, R60, R90 et R120. L'objectif est de bien quantifier le risque de rupture dans la zone de refroidissement et post refroidissement, en analysant les paramètres qui peuvent conduire à la rupture tardive.

### II.3.4.1 Calcul des courbes températures-temps

Les paramètres étudiés pour les différents scénarios sont, le facteur d'ouverture  $O$  ( $m^{1/2}$ ) et la densité de la charge calorifique  $q_{t,d}$  ( $MJ/m^2$ ), les valeurs utilisées sont données dans le tableau II.2. ainsi que le paramètre  $b$  qui représente l'inertie thermique des parois.

L'objectif de cette étude n'est pas la valorisation de ces paramètres caractérisant le feu réel de compartiment mais de mettre en évidence la prédiction et la vérification de la rupture dans la zone de refroidissement et post-refroidissement du feu.

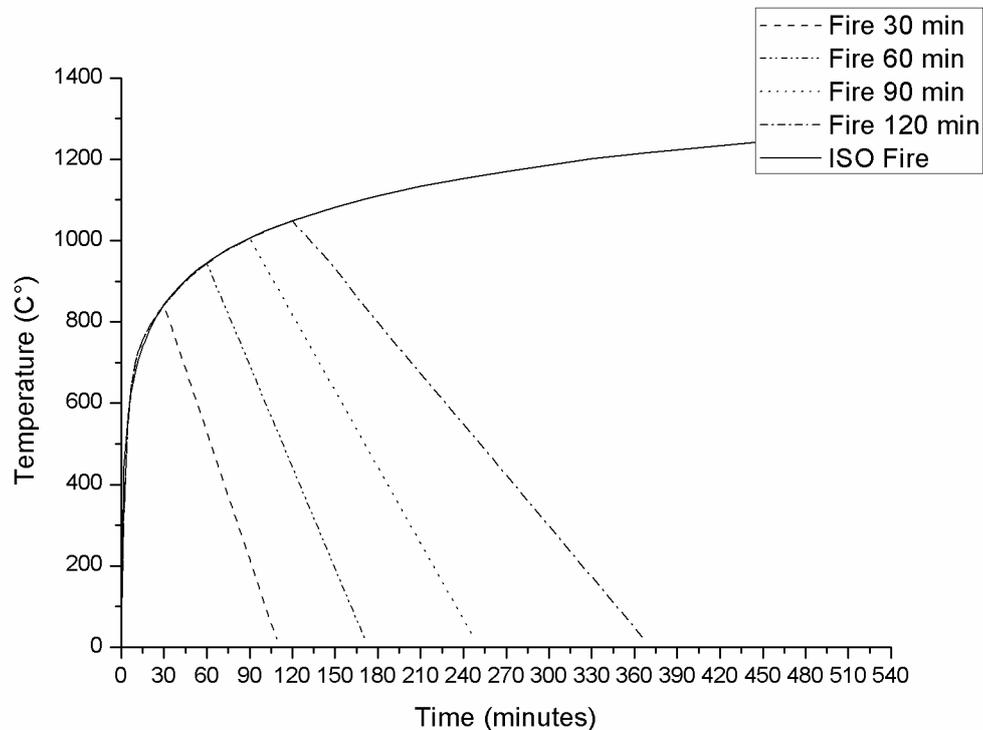
Les résultats sont résumés dans le tableau II.2. Pour chaque cas, la courbe température-temps est déterminée et comparée au feu ISO. Pour la variation de la densité calorifique le paramètre  $\Gamma$  est pris égal à l'unité afin que les courbes déterminées suivent la courbe nominale.

**Tableau II.2 :** Paramètres de calcul des courbes de feu paramétrique

$t_{peak}$ [minutes]	Surface au sol $A_f$ [ $m^2$ ]	Densité de la charge calorifique $q_{t,d}$ [ $MJ/m^2$ ]	Facteur d'ouverture $O$ [ $m^{1/2}$ ]	Limites compartiment $b = \sqrt{\rho \cdot \lambda \cdot c}$	Hauteur du compartiment : $3m$	
30	9 (3x3)	125	0.05	$\rho = 2000Kg/m^3$ $\lambda = 1.4W/mK$ $c = 800J/KgK$	Taux de croissance :	Contrôlé par ventilation
60	9 (3x3)	250	0.05		Moyen	
90	9 (3x3)	375	0.05			
120	9 (3x3)	500	0.05		$t_{lim} = 20min$	

La figure II.5 présente les courbes températures-temps du tableau II.2. Dans ces cas la charge au feu est supposée variable mais en imposant des conditions sur le compartiment de telle sorte que l'évolution de la température suit parfaitement la courbe ISO en considérant le facteur adimensionnel  $\Gamma$  égale à l'unité. On envisage beaucoup plus la vérification de la résistance dans la phase ascendante du feu naturel. Cette phase est complètement ignorée par la méthode Eurocode pour le niveau 1 et niveau 2. La charge calorifique a une influence sur la phase d'échauffement parce que la puissance calorifique est calculée en fonction de cette charge. Plus cette charge est grande plus cette phase est importante ce qui influe en conséquence sur la durée de la phase de refroidissement.

Le concept du feu réel s'impose donc, et le dimensionnement de la structure et les éléments structuraux doivent être établis conformément à ce concept en mettant un point de réflexion sur les caractéristiques thermiques déterminés à la base de l'exigence du feu ISO.



**Figure II-5** courbes températures-temps en fonction de la charge calorifique.

### II.3.5 TRANSFERT DE LA CHALEUR ET APPLICATION AU CAS DE L'INCENDIE

En cas d'exposition au feu, un bâtiment est soumis aux actions à la fois mécaniques et thermiques. Au moment du départ de l'incendie, les actions thermiques correspondent à la montée de température des gaz chauds au sein du local sont dominées par les conditions de transfert de chaleur à la surface des éléments de construction. Sous l'impact des actions thermiques, les températures des structures augmentent. Ce phénomène est appelé « transfert thermique » et conduit potentiellement à la dilatation thermique et la détérioration des propriétés mécaniques dans les parties échauffées de la construction.

Contrairement aux structures en acier, pour lesquelles la montée en température est plus ou moins homogène, à cause de la grande conductivité de ce matériau, le béton peut être considéré comme un isolant, les gradients thermiques peuvent introduire de grande modification sur le mode de transfert thermique. La différence de conductivité thermique entre l'acier et le béton conduit à d'importants gradients de température au sein de la section des poteaux mixtes. Les changements de température à l'intérieur des poteaux provoquent d'importantes contraintes additionnelles et transitoires qui peuvent influencer leur stabilité au feu. Il importe donc au niveau des modèles de calcul, d'estimer correctement le champ de température afin de représenter au mieux le comportement des colonnes.

La détermination d'un champ thermique transitoire, même dans le cas d'un solide hétérogène dont les propriétés thermiques dépendent de la température, a déjà fait l'objet de nombreuses recherches [44], [45].

Avant d'établir les équations nous permettant d'évaluer la répartition et la distribution des températures au sein des colonnes, il convient de rappeler les formules classiques utilisées en théorie de la transmission de la chaleur.

### II.3.5.1 Développement des températures

L'équation différentielle régissant les transferts conductifs dans les éléments de structure exposés au feu est basée sur l'équation de Fourier. Lorsqu'elle est rapportée à un système d'axes cartésiens (x,y,z), cette relation s'écrit est donnée par l'Eq (II.19).

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z}\right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{II.19})$$

Avec :

$T$	La température du point x, y, z en [°C]
$\rho$	La masse volumique en [kg/m <sup>3</sup> ]
$c$	La chaleur spécifique en [J/kg°C]
$\lambda$	la conductivité thermique du milieu considéré en [W/m °C]
$t$	Le temps en seconde [s]
$Q$	La chaleur interne générée [W/m <sup>2</sup> ]

En coordonnées cylindriques ( $r, \theta, z$ ), la symétrie de révolution exigeant qu'il n'y ait pas de variation de température selon la direction polaire, l'équation est donnée par l'Eq (II.20).

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \cdot \lambda \frac{\partial T}{\partial r} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{II.20})$$

$r$  La distance à l'axe de révolution

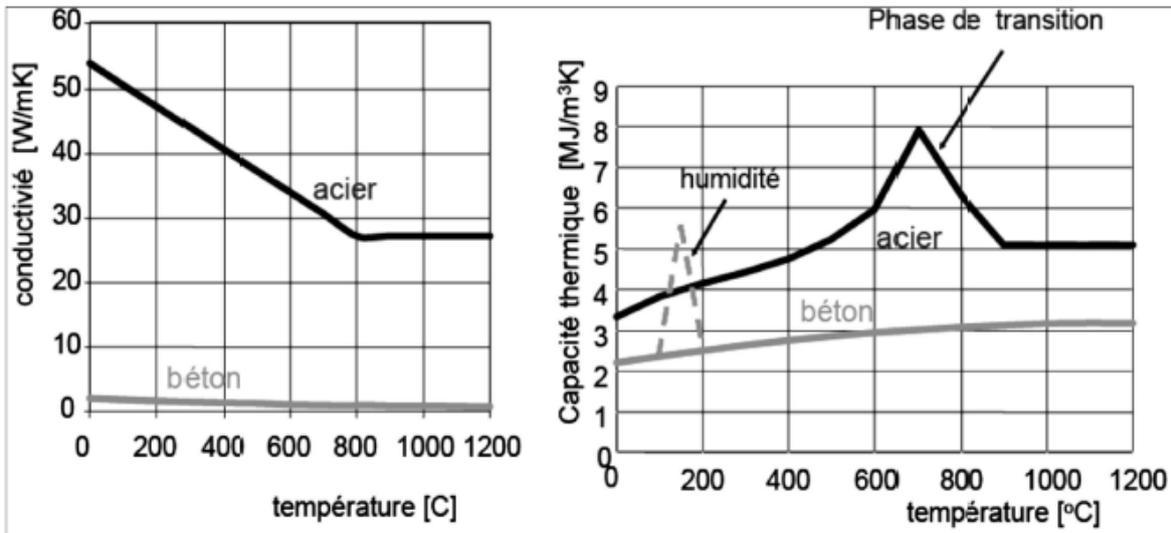
A partir de l'Eq (II.19), on peut en conclure que les propriétés thermiques du matériau suivantes ont une influence sur le développement de la température des éléments du bâtiment exposés au feu :

- la conductivité thermique
- la chaleur spécifique

Par contre, il est courant de combiner la chaleur spécifique avec la masse volumique, appelée "Capacité calorifique" en  $\text{J/m}^3$ . La conductivité thermique et la chaleur spécifique de la majorité des matériaux de construction dépendent largement de la température. Ce comportement est clairement illustré sur la figure II.6 respectivement pour l'acier et le béton [1], [2].

Le pic de température approximatif de  $730^\circ\text{C}$  sur la courbe pour la capacité calorifique de l'acier représente la phase de transition dans l'acier ; le pic sur la courbe pour la capacité calorifique du béton a pour objectif de prendre en compte l'effet d'évaporation de l'humidité dans le béton. Il faut noter que la conductivité thermique de l'acier est plus importante que celle du béton. C'est la raison pour laquelle la distribution de température pour les éléments en acier exposés au feu est beaucoup plus uniforme que celle dans les parties béton.

La solution de ces équations ne peut être obtenue que lorsque les conditions initiales et les conditions aux limites sont connues. Dans la présente étude, elles correspondent au flux de chaleur net en surface du poteau exposée au feu. Ce flux est exprimé à partir de la valeur de la température des gaz chauds, et est habituellement décomposé en la somme de deux flux distincts, à savoir : une composante convective et une composante radiative. Il convient de souligner que les équations précédentes ne suffisent pas pour représenter les différents phénomènes qui se produisent dans les matériaux en particulier le béton, porté à des températures élevées. En effet, en plus du transfert de chaleur, il se produit des transferts de masse provoqués par un système d'équations différentielles couplées.



**Figure II-6 :** Propriétés thermique de l'acier et du béton [6,7].

En pratique cependant, on abandonne cette formulation trop complexe et on se limite à la prise en compte de la vaporisation de l'eau, numériquement intégrée dans la chaleur spécifique du matériau jusqu'à 100°C.

Lorsque les propriétés thermiques des matériaux des éléments sont connues, le développement de température dans ce type d'éléments peut pour des actions thermiques données être évalué sur la base de l'Eq (II.19). Cependant, les solutions analytiques ne sont disponibles [47] que pour des cas exceptionnels (simples).

### II.3.5.2 Notions de flux de chaleur

La quantité de chaleur  $dq [W]$  qui, pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$  (s), traverse selon sa normale  $\vec{n}$ , la surface  $dS$  d'un milieu matériel homogène et isotrope, siège d'un champ de température non uniforme  $T$ , est donnée par la loi de Fourier Eq (II.21).

$$dq = -\lambda \frac{\partial T}{\partial n} dS \Delta t \quad (II.21)$$

Où

$\frac{\partial T}{\partial n}$  est la dérivée normale de la température et

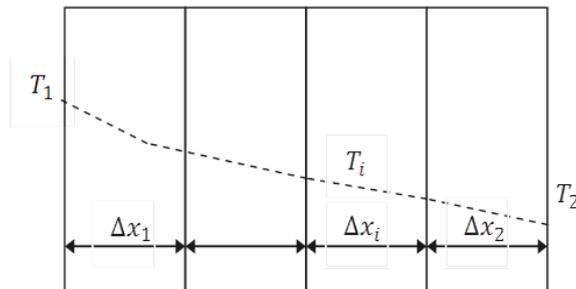
$\lambda$  le signe négatif traduit le fait que la chaleur se propage dans le sens opposé au gradient de température.

On peut appliquer cette formule au cas d'une plaque d'épaisseur  $\Delta x$  limitée par deux faces parallèles et infinies, maintenues à des températures  $T_1$  et  $T_2$ . On obtient dans ce cas l'Eq (II.22).

$$q = -\lambda \frac{\Delta T}{\Delta x} S \Delta t = \frac{\lambda}{\Delta x} \Delta t S (T_1 - T_2) \quad (\text{II.22})$$

En supposant maintenant que la paroi est constituée de plusieurs plaques accolées comme représenté sur la figure II.7, formées de matériaux de différentes épaisseurs  $\Delta x_i$  et de différentes conductivités thermiques  $\Delta \lambda_i$ , la quantité de chaleur qui traverse ces plaques est donnée par l'Eq (II.23).

$$q = \frac{1}{\sum_i \frac{\Delta x_i}{\lambda_i}} \Delta t S (T_1 - T_2) \quad (\text{II.23})$$



**Figure II-7** Transmission de la chaleur à travers plusieurs plaques [46].

Dans le cas où une des faces de la paroi est baignée par un fluide à la température  $T_f$ , un échange de chaleur caractérisé par le coefficient de transmission  $\alpha_f$  (convection pure ou combinée avec le rayonnement) se produit au contact de la paroi. La quantité de chaleur traversant la surface  $S$  pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$  est alors donnée par la l'Eq (II.24).

$$q = KS (T_g - T_2) \Delta t \quad (\text{II.24})$$

en notant

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{\alpha_f} + \sum_i \frac{\Delta x_i}{\lambda_i} \quad (\text{II.25})$$

Où

$K$  est le coefficient de transmission résultant

Dans le cas des poteaux, le champ de température à un instant donné n'étant pas uniforme sur la section transversale, il est indispensable de discrétiser les différents matériaux en surfaces élémentaires. Ces différentes formules sont utilisées pour traduire les échanges de chaleur entre les différentes mailles constituant la section étudiée.

### II.3.5.3 Echanges thermiques entre milieu ambiant et structure

Les transferts de chaleur intervenant entre les éléments de structure et leurs environnements au cours de l'incendie se font en trois modes : la conduction, la convection et le rayonnement. A la surface des éléments, les échanges de chaleur se font essentiellement par convection et rayonnement.

A l'intérieur des éléments homogènes tels que l'acier, la chaleur est uniquement transférée par conduction. Toutefois, pour certains matériaux poreux tels que le béton ou lorsqu'il existe des cavités à l'intérieur des éléments (vides), l'échange de chaleur est plus complexe : les trois phénomènes rayonnement, convection et conduction étant mis en cause simultanément, auquel s'ajoute le transfert de masse.

#### a) Transmission de chaleur par convection

Le flux de chaleur net issu des gaz chauds par convection sur un élément de surface est proportionnel à la différence de température entre la température du milieu ambiant  $T_g$  et la température de l'élément de surface  $T_s$ . Si l'on désigne par  $\lambda$  la conductivité thermique du corps étudié, cette condition s'exprime par l'Eq (II.26).

$$q = \lambda(T) \left. \frac{\partial T}{\partial n} \right|_s = h_c (T_g - T_s) \quad (\text{II.26})$$

Avec

$q$  Est le flux de chaleur net [ $\text{W}/\text{m}^2$ ] et

$h_c$  est le coefficient de convection [ $\text{W}/\text{m}^2\text{°C}$ ]

Il dépend non seulement des conditions d'écoulement des gaz chauds mais également des caractéristiques géométriques de la paroi, la convection varie de 25 à 50  $\text{W}/\text{m}^2\text{°C}$ , dans le cas du feu standard  $h_c = 25 \text{ W}/\text{m}^2\text{°C}$ , pour le feu naturel  $h_c = 35 \text{ W}/\text{m}^2\text{°C}$

## b) Transmission de chaleur par rayonnement

La transmission par rayonnement suit la loi de Stefan-Boltzmann ; le flux de chaleur qui traverse un élément de surface par rayonnement s'exprime par l'Eq (II.27).

$$q = \lambda(T) \left. \frac{\partial T}{\partial n} \right|_s = \varepsilon_{ep} \sigma (T_g^4 - T_s^4) \quad (\text{II.27})$$
$$q = \Phi \varepsilon_s \varepsilon_f \sigma (T_g^4 - T_s^4)$$

Avec :

- $\sigma$  La constante de Boltzmann,  $5.68 \cdot 10^{-8}$  [W/m<sup>2</sup> °C<sup>4</sup>],
- $\varepsilon_f$  est l'émissivité de l'environnement thermique (gaz + parois),
- $\varepsilon_s$  est l'émissivité de la surface de l'élément,  $\varepsilon_s = 0,625$  pour l'acier nu et 0,7. Pour le béton
- $\Phi$  est facteur de forme il varie entre 0 et 1,  $\Phi = 1$  du côté de la sécurité
- $\varepsilon_{ep}$  est l'émissivité relative globale.

Elle dépend du milieu ambiant et la paroi de l'élément : elle dépend de la géométrie de l'enceinte et du corps étudié, de leur distance et de leur émissivité respective  $\varepsilon_s$  et  $\varepsilon_f$ . Habituellement,  $\varepsilon_{ep}$  est exprimée comme le produit de ces deux émissivités  $\varepsilon_{ep} = \Phi \varepsilon_s \varepsilon_f$ .

$T_f$  et  $T_s$  sont exprimées en °C.

### II.3.5.4 Flux de chaleur sur la surface exposée

En situation d'incendie, les deux modes de transmission de la chaleur sont cumulatifs. Le flux de chaleur net sur la surface d'un poteau, lors de son exposition au feu, est donné par l'Eq (II.28).

$$q = h_c (T_f - T_s) + \varepsilon_{ep} \sigma (T_f^4 - T_s^4) \quad (\text{II.28})$$

Ce flux de chaleur est parfois exprimé à l'aide d'une relation plus simple, de forme linéaire, obtenue en remplaçant le terme de rayonnement par un terme équivalent de convection H. La relation précédente prend alors la forme :

$$q = H (T_f - T_s) \quad (\text{II.29})$$

Avec :

$H$  est le coefficient global de transfert thermique

Il est défini par l'Eq (II.30)

$$H = h_c + \varepsilon_{ep} \sigma (T_f^2 - T_s^2) (T_f + T_s) \quad (\text{II.30})$$

Le flux de chaleur net sur la surface exposée des éléments de structure dépend donc de deux paramètres : l'émissivité relative globale  $\varepsilon_{ep}$  et le coefficient d'échange par convection  $h_c$ .

Les facteurs influençant le coefficient de transfert par convection sont nombreux. Il dépend non seulement des propriétés physiques des feux (viscosité, conductibilité thermique, chaleur spécifique), du caractère laminaire ou turbulent du mouvement, mais encore de la forme et de l'état de surface de la paroi en contact avec le feu. Ainsi, les caractéristiques du four d'essai ont un rôle prépondérant dans la valeur de ce coefficient.

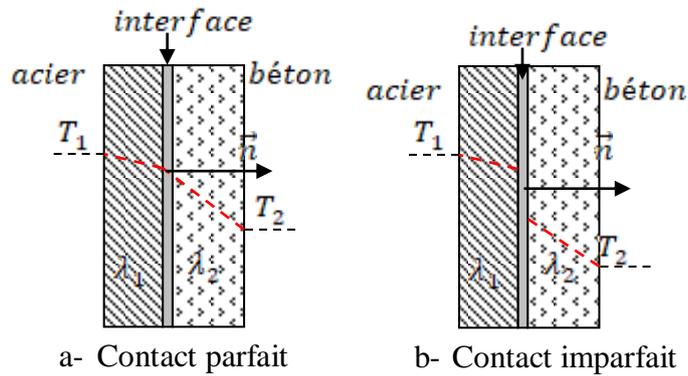
En ce qui concerne l'émissivité résultante  $\varepsilon_{ep}$ , sa valeur dépend non seulement de l'émissivité relative de la surface de l'élément testé  $\varepsilon_s$  (acier nu acier protégé), mais encore de celle de la source  $\varepsilon_f$  (gaz chauds, parois). En ce sens, cette propriété ne dépend pas non plus uniquement du matériau. Les valeurs adoptées de ces coefficients sont celles recommandés par L'Eurocode 1 [44].

### II.3.5.5 Echange thermique à la surface de contact

Aux équations régissant les transferts conductifs pour chacun des milieux, et aux conditions d'échange thermique aux frontières extérieures, il convient d'ajouter les équations aux frontières intérieures, c'est-à-dire au contact physique entre différents milieux. Ces conditions permettent de relier les températures et les flux de chaleur à l'interface de deux milieux consécutifs. Habituellement, au niveau de l'interface entre deux milieux solides, deux conditions peuvent être envisagées :

#### a) Le Contact est parfait

Considérons dans ces deux milieux en contact (1) et (2) et désignons par  $T_1$  et  $T_2$  les températures respectives dans ces deux milieux et par P un point de la surface de contact S figure II.8 (a). La condition de contact parfait suppose la continuité des températures et des densités de flux à l'interface des deux matériaux.



**Figure** Transmission de la chaleur à l'interface de deux matériaux [46].

## II-8

La continuité de la température impose que l'on ait :

$$T_1(p,t) = T_2(p,t) \quad (\text{II.31})$$

D'autre part, le flux entrant à travers la surface de contact est le même que celui sortant à travers cette surface. On doit donc avoir :

$$\lambda_1 \frac{\partial T_1(t)}{\partial \vec{n}} \Big|_p = \lambda_2 \frac{\partial T_2(t)}{\partial \vec{n}} \Big|_p \quad (\text{II.32})$$

Où  $\lambda_1$  et  $\lambda_2$  sont les conductivités thermiques des milieux (1) et (2) ici l'acier et le béton ;  $\vec{n}$  est la normale unité à la surface de contact

### b) Le contact n'est pas parfait

Quand une couche de transition (vide, lame d'air, etc.) existe entre les deux milieux. L'épaisseur de cette couche peut être extrêmement faible si les milieux adhèrent parfaitement l'un à l'autre. Elle peut être beaucoup plus importante s'il s'agit d'un contact entre deux milieux solides présentant des irrégularités de surface ou simplement accolés.

Si la surface de contact est plus au moins égale à la surface totale apparente entre les éléments rugueux, un espace interstitiel se répartit entre les zones, en général mauvais conducteur, qui constitue un frein au transfert de chaleur. de ce fait des échanges thermiques complexes naissent à l'intérieur de ses cavités en mettant en cause simultanément les phénomènes de rayonnement, de convection et de conduction.

Pour un grand nombre de matériaux poreux tel que le béton. L'échange thermique se fait principalement par conduction. Les échanges convectifs et rayonnants qui se manifestent dans

les pores sont considérés comme des phénomènes de second ordre, intervenant dans le calcul par une majoration appropriée du coefficient de conductivité thermique. De manière analogue, une modélisation fréquemment utilisée pour la convection naturelle dans les lames d'air est d'employer une conductivité fictive prenant en compte la convection et le rayonnement. Cette conductivité dite "équivalente" permet alors de considérer tout le problème comme un simple problème de conduction, sa résolution étant ainsi grandement facilitée.

La condition de contact imparfait, telle qu'elle vient d'être énoncée, suppose encore la continuité des flux, mais introduit une discontinuité entre les températures de part et d'autre de l'interface des deux milieux figure II.8.(b). Habituellement, cette discontinuité est supposée proportionnelle à la densité de flux et l'on a au point  $p$  de l'interface :

$$\lambda_1 \frac{\partial T_1(t)}{\partial n} \Big|_p = \frac{1}{R} (T_2(p, t) - T_1(p, t))$$

$$\lambda_1 \frac{\partial T_1(t)}{\partial n} \Big|_p = \lambda_2 \frac{\partial T_2(t)}{\partial n} \Big|_p$$
(II.33)

Avec :

$T_1$  et  $T_2$  sont les températures de surface de part et d'autre de l'interface,  $\lambda_1$  et  $\lambda_2$  sont les conductivités thermiques des deux milieux en contact,

$C = 1/R$  conductance de contact [ $W/m^2K$ ]

$R$  Résistance thermique [ $K m^2/ W$ ]

### II.3.5.6 Echanges thermique à l'interface acier-béton

Deux phénomènes distincts semblent contribuer à la résistance thermique de contact entre le tube en acier et le noyau béton dans les colonnes mixtes :

D'une part, l'évolution et la répartition non uniforme des températures au sein de la section transversale des poteaux donnent naissance à d'importantes dilatations thermiques. Dans la direction radiale les différences de déformation entre l'enveloppe en acier et noyau béton créent un vide (décollement) Ding J et Wang Y.C. (2008) [34]. La résistance au transfert de la chaleur qui en résulte interrompt la transmission directe de la chaleur par conduction provoquant ainsi un retard dans la montée en température proche du tube où sont situées les armatures. Dans le cas du feu naturel ce phénomène a un double effet, en phase de refroidissement il va créer un écran au déchargement thermique de la section du béton.

D'autre part, la diffusion sous forme de vapeur d'eau de constitution du béton. Après un certain temps d'exposition au feu, l'eau libre contenue dans le béton se vaporise au fur et à mesure de l'échauffement du poteau. Pour l'éliminer et éviter tout éclatement des poteaux mixtes par surpression de vapeur, des trous d'évents sont systématiquement percés aux extrémités des poteaux. Une fois transformée en vapeur, sous l'effet de la surpression, une partie de cette eau s'échappe à travers les fissures (dus aux contraintes) vers les zones périphériques de la section. L'eau migre ensuite entre le nu du béton et l'enveloppe acier vers les extrémités du poteau pour atteindre les évents. Cette vapeur, qui s'échappe le long du tube, provoque des difficultés au passage de la chaleur et contribue également au retard de la montée en température du béton.

Toutefois, en admettant que l'espace interstitiel entre le tube en acier et le noyau béton reste suffisamment faible au cours de l'exposition au feu, de sorte que l'on puisse négliger tous les échanges de chaleur par rayonnement et empêcher les mouvements convectifs au sein de la vapeur d'eau du fait des faibles dimensions, en supposant également la continuité de l'écoulement de la vapeur d'eau et que cette vapeur d'eau rempli la totalité du vide, le volume interstitiel entre le tube et le noyau béton peut être considéré comme un ensemble homogène, avec une conductivité thermique donnée, calculée en fonction des échanges convectifs et radiatifs ayant lieu dans la zone de transition entre le tube en acier et le noyau béton.

### **II.3.5.7 Equations de transfert de la chaleur dans les colonnes**

#### **a) Hypothèses de calcul**

Le champ des températures, régnant dans une section transversale d'un poteau mixte est établie à partir des hypothèses suivantes :

- Les colonnes sont non protégées.
- La résistance thermique entre l'enveloppe acier et le noyau béton peut être prise en compte indépendante de la température. En d'autres termes, le volume interstitiel entre le tube en acier et le noyau béton est assimilé à un matériau de protection, d'épaisseur ( $e_r$ ) et conductivité ( $\lambda_r$ ) données .
- Le béton est considéré homogène.
- L'influence de l'eau libre a été prise en compte par une augmentation brusque de la capacité calorifique du béton. Elle est supposée uniformément répartie dans le béton.

- On suppose une répartition uniforme de la température sur la hauteur du poteau. En d'autres termes, il n'y a pas de transfert de chaleur longitudinalement ( $\partial T / \partial z = 0$ ) : le problème est donc bidimensionnel.
- Les propriétés thermiques des matériaux, c'est-à-dire la conductivité thermique et la chaleur spécifique ont été adoptées conformes aux relations données dans l'Eurocode 4, partie 1-2 [2].
- L'incendie est simulé par la courbe paramétrique (feu naturel).

### b) Système d'équations résultant

La détermination du champ de température s'effectue en résolvant un système d'équations constitué de l'équation de la chaleur, des conditions aux frontières extérieures et intérieures et, de la condition initiale. dans ce paragraphe, sont présentés les systèmes d'équations régissant la propagation de la chaleur pour les poteaux mixtes avec profil creux rempli de béton suivant le type de profil, de forme rectangulaire, puis circulaire Renaud C (2003) [48].

#### 1-Poteaux mixtes avec profils creux carrés et rectangulaires

On considère le cas général d'un profil creux carré de section ( $b \times h$ ) et d'épaisseur ( $e$ ). Le Flux de chaleur net à la surface de l'acier est donné par L'Eq (II.34).

$$\begin{aligned} -\lambda_a \frac{\partial T}{\partial x} &= H(T_f - T_a) & x = \pm b \\ -\lambda_a \frac{\partial T}{\partial y} &= H(T_f - T_a) & y = \pm h \end{aligned} \quad (II.34)$$

Dans le cas d'une section carrée,  $b=a$

$H$  est le coefficient global de transfert thermique avec le milieu ambiant tenant compte du rayonnement et de la convection

La conduction dans l'épaisseur de l'acier est donnée par l'Eq (II.35).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_a \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda_a \frac{\partial T}{\partial y} \right) = \rho_a C_a \frac{\partial T}{\partial t} \quad (II.35)$$

Avec :

$\rho_a$  est la masse volumique de l'acier,

$C_a$  est la chaleur spécifique de l'acier

$\lambda_a$  est la conductivité thermique de l'acier.

Le flux de chaleur à l'interface acier-béton est donné par l'Eq (II.36).

$$\begin{aligned} \lambda_b \frac{\partial T_b}{\partial x} = \frac{1}{K_r} (T_b - T_a) \quad \text{et} \quad \lambda_b \frac{\partial T_b}{\partial x} = \lambda_a \frac{\partial T_a}{\partial x} \quad \text{pour} \quad x = \pm b - e \\ \lambda_b \frac{\partial T_b}{\partial y} = \frac{1}{K_r} (T_b - T_a) \quad \text{et} \quad \lambda_b \frac{\partial T_b}{\partial y} = \lambda_a \frac{\partial T_a}{\partial y} \quad \text{pour} \quad y = \pm (h - e) \end{aligned} \quad (\text{II.36})$$

Avec :

$K_r$  est la résistance thermique entre l'enveloppe acier et le noyau béton.

La conduction dans le noyau béton est donnée par l'Eq (II.37).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_c \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda_c \frac{\partial T}{\partial y} \right) = \rho_b c_b \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{II.37})$$

$\rho_b$  est la masse volumique du béton

$c_b$  est la chaleur spécifique du béton

$\lambda_b$  est la conductivité thermique du béton

Sur un axe de symétrie :

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \frac{\partial T}{\partial y} = 0 \quad \text{pour} \quad x = 0 \quad \text{où} \quad y = 0 \quad (\text{II.38})$$

Condition initiale :

En tout point de l'acier et du béton, la température est uniforme : pour  $t=0$ ,  $T = 20^\circ\text{C}$

## 2-Poteaux mixtes avec profils creux ronds

Dans le cas d'un profil creux circulaire, de diamètre ( $d$ ) et d'épaisseur ( $e$ ), les relations suivantes peuvent être facilement obtenues :

Flux de chaleur net à la surface de l'acier :

$$-\lambda_a \frac{\partial T}{\partial r} = H(T_f - T_a) \quad \text{pour} \quad r = \pm d/2 \quad (\text{II.39})$$

Conduction dans l'acier :

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \cdot \lambda_a \frac{\partial T}{\partial r} \right) = \rho_a c_a \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{II.40})$$

Flux de chaleur à l'interface acier-béton :

$$\lambda_b \frac{\partial T_b}{\partial r} = \frac{1}{K_r} (T_b - T_a) \quad \text{pour } r = d/2 - e \quad (\text{II.41})$$

Conduction dans le béton :

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \cdot \lambda_c \frac{\partial T}{\partial r} \right) = \rho_c C_c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{II.42})$$

### c) Résolution

En général, des solutions analytiques basées sur la forme locale du problème (équations aux dérivées partielles avec conditions aux limites) n'existent pas. On doit donc résoudre numériquement ce système d'équations. Actuellement, la plupart des modèles numériques développés pour l'analyse thermique des éléments soumis au feu sont basés sur l'une des deux techniques suivantes : les différences finies et les éléments finis. Parce qu'elle se révèle plus simple d'application et bien adaptée pour la résolution de ce type d'équations différentielles du second ordre, et parce que les conditions initiales peuvent être aisément définies, la résolution approchée de la distribution des températures au sein des poteaux mixtes est réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis, utilisée dans les logiciels SAFIR et ABAQUS.

## II.4 CONCLUSION

Comme dans toutes les méthodes ayant pour objet la prévision des températures dans un local incendié, la donnée essentielle est évidemment l'incendie lui-même.

Dans ce chapitre, le choix du modèle a été opté pour le feu paramétrique, d'une part pour la simplicité qu'il présente et d'autre part, il permet de tenir compte des paramètres influents le développement d'un feu naturel en restant dans un environnement normatif. Les courbes sont établies en fonction de la charge calorifique.

Les formes des courbes présentées, en plus de la phase d'échauffement possèdent une phase décroissante dite de refroidissement. La température maximale dans les courbes de feu réel correspond aux températures maximales du feu ISO pour des durées de chauffage bien déterminées.

La vérification de la résistance et la recherche de la performance des structures soumises à une action thermique suivant le modèle de feu réel s'imposent dans le concept de sécurité incendie. Une structure exposée à un incendie doit être capable de résister durant toute sa période d'évolution y compris la phase de refroidissement et jusqu'à l'extinction. Ce qui a

motivé ce travail en l'étude de la rupture sous l'action de l'incendie réel, parce que le feu ISO ne permet pas de telle vérification mais aussi sur le plan normatif, il n'y pas d'exigences ou de recommandations relatives à la phase de refroidissement. Les courbes déterminées dans cette section seront considérées dans les développements qui suivent comme une action thermique sur les éléments de structure à étudier.

### **III.1 INTRODUCTION**

Le comportement au feu des colonnes mixtes et en particulier des profilés en acier creux remplis de béton a été étudié de manière approfondie dans divers pays. Presque tous les paramètres essentiels influençant leur résistance ont été identifiés: forme et dimensions des sections, remplissage du béton, taux d'armature, épaisseur des tubes métalliques, élancement des colonnes, propriétés thermique et mécaniques de l'acier et du béton et aussi le problème de contact à l'interface acier-béton. La plupart de ces travaux ont été réalisés dans des conditions d'incendie standard (ISO), qui se traduisent par une augmentation constante de la température dans le temps. Il ne s'agit donc pas vraiment d'une courbe reflétant un feu naturel qui comprend non seulement une phase d'échauffement, mais également une phase de refroidissement pendant laquelle la température du feu redescend à la température ambiante. Par conséquent, dans l'approche basée sur le feu standard ISO, la résistance au feu d'un élément de structure doit être garantie pendant un temps spécifié sans aucune vérification de la performance de l'élément par la suite.

Toutefois, si le comportement d'une structure ou d'un élément de structure est évalué au moyen d'une approche basée sur les performances, il convient d'utiliser une représentation plus réaliste de l'incendie et d'évaluer le risque de ruine acceptable sous l'effet d'un feu naturel pendant toute la durée qui doit être assuré.

Le travail développé dans ce chapitre vise à analyser des colonnes mixtes soumises à des incendies naturels en utilisant le logiciel SAFIR, afin de vérifier, la possibilité de rupture de ces éléments pendant ou après la phase de refroidissement et quels sont les paramètres et les conditions qui sont plus susceptibles de conduire à ce comportement indésirable.

### **III.2 PRESENTATION SUCCINCTE DE SAFIR**

SAFIR (safe-fire), est un code de calcul des structures planes et tridimensionnelles, basé sur la méthode des éléments finis, développé à l'université de Liège par Jean Marc Franssen. Il permet d'analyser le comportement au feu (conventionnel ou naturel) de différents types de structures en acier, en béton armé et mixtes (acier-béton), contreventées ou non contreventées.

Il est également utilisé pour l'analyse des structures dans les conditions ambiantes. Il permet aussi l'analyse non linéaire des structures. Il autorise la technique de la modélisation en sous structure.

SAFIR héberge divers éléments finis (2-D SOLIDE, 3-D SOLIDE, TRUSS, BEAM, et SHELL) pour les différentes modélisations. Les lois contrainte-déformation des matériaux sont généralement linéaire-elliptique pour l'acier et non-linéaire pour le béton. Certains modèles de matériaux prédéfinis sont implémentés dans le code, à savoir le béton, l'acier, le bois et les matériaux en aluminium.

Pour l'étude du comportement thermomécanique, SAFIR utilise un calcul découplé composé de deux étapes. La première étape consiste à prédire la distribution des températures à l'intérieur des éléments de la structure, appelée "Analyse thermique". La deuxième étape, appelée "Analyse structurelle", consiste à déterminer la réponse thermomécanique de la structure sous l'action thermique et mécanique supposée constante ou variable durant l'incendie. Le logiciel permet d'élaborer un calcul statique ou dynamique, il possède une bibliothèque de matériaux y compris leurs caractéristiques thermiques et mécaniques. Il permet la modélisation de composites avec différents matériaux.

Des détails sur le logiciel SAFIR sont données par JM Franssen [45,49], Kodur VKR et al. [28], Nwosu DI et al. (2007) [50].

Dans cette partie, le code de calcul numérique SAFIR est utilisé pour l'analyse du comportement des colonnes dans des conditions d'incendie.

### **III.2.1 ANALYSE THERMIQUE**

#### **III.2.1.1 Environnement thermique**

En effet, tout type de feu peut être utilisé dans le modèle thermique de SAFIR, l'environnement thermique est chargé dans le code par des fonctions températures-temps telles que les feux standards (ISO834, ASTM119 (tabulé), feu externe, feu hydrocarboné, et..) et le feu naturel (feu paramétrique) en considérant la phase de refroidissement. Il permet aussi l'introduction d'un feu spécifique à l'utilisateur.

#### **III.2.1.2 Approche numérique pour l'analyse thermique**

Il est supposé que la conduction est le mécanisme principal de transfert de chaleur dans les éléments. Qui est décrit par l'équation de Fourier. La méthode des éléments finis est utilisée pour la résolution de cette équation dans le code SAFIR.

Les hypothèses principales sont :

- La variation de la température suivant la direction longitudinale est négligée,
- Le matériau est isotrope, immobile, incompressible et sans dissipation mécanique,

- Le contact entre le béton et l'acier est considéré parfait, comme il peut être considéré en introduisant un matériau fictif entre le béton et l'acier de résistance thermique comprise entre (0.01-0.013) m<sup>2</sup>K/W.
- Les échanges thermiques par convection et radiation dans les cavités peuvent être pris en compte,
- Il n'y a pas de discontinuité de la matière entre deux éléments adjacents,
- A la frontière commune de deux éléments, la température est la même
- La variation des propriétés thermiques des matériaux avec la température est prise conformément aux normes Eurocode ou introduites par l'utilisateur.
- Le transport de la vapeur d'eau n'est pas pris par le code

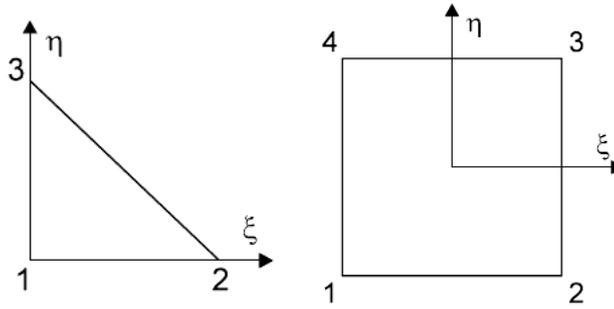
L'influence de l'humidité (supposée uniformément répartie dans le béton) est traitée de manière simplifiée : les températures dans le béton sont calculées en supposant que toute la quantité d'eau s'est évaporée, Par conséquent, pendant la période d'évaporation, toute la chaleur fournie à un élément est utilisée pour l'évaporation de l'humidité jusqu'à ce que l'élément soit devenu sec. L'influence du mouvement de l'humidité durant le chauffage est ignorée dans SAFIR.

Les éléments utilisés pour la modélisation sont iso paramétriques linéaires, à 3 ou 4 nœuds, pour les problèmes plans, et à 6 ou 8 nœuds, pour les problèmes tridimensionnels. La géométrie des éléments et le champ de température sont représentés par les mêmes fonctions d'interpolation.

La discrétisation des sections planes de formes différentes est possible en utilisant des éléments triangulaires et/ou des quadrilatères. Pour chaque élément, le matériau peut être défini séparément. Tout matériau peut être analysé en fonction de la variation de ses propriétés avec la température.

Le transfert de chaleur par conduction dans un solide est décrit localement par l'équation de Fourier, En deux dimensions elle s'écrit :

$$\lambda \nabla^2 T = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{III.1})$$



**Figure III-1** : Éléments iso paramétriques linéaires [46].

Où

- $T$  La température du point  $x, y$ , en [ $^{\circ}\text{C}$ ]
- $\rho$  La masse volumique en [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]
- $c$  La chaleur spécifique en [ $\text{J}/\text{kg}^{\circ}\text{C}$ ]
- $\lambda$  la conductivité thermique du milieu considéré en [ $\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$ ]
- $t$  Le temps en seconde [s]

$$\nabla \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right)$$

### III.2.1.3 Approche numérique pour l'analyse structurelle

Sous l'action de l'incendie les structures sont le siège des grands déplacements, le besoin d'une détermination précise des déplacements oblige de prendre la non linéarité provenant de la géométrie (effets du second ordre associés aux configurations déformées de la structure) à laquelle s'ajoute une non linéarité caractérisé par le comportement non linéaire des matériaux de construction.

Pour traiter ce type de problème, l'équilibre de la structure doit être exprimé dans sa configuration déformée et la formulation par élément finis doit être introduite sous forme incrémentale (en introduisant une variable temps afin de décrire le chargement et le mouvement de la structure) et itérative (pour prendre en compte les non linéarités), qui partant d'une solution approchée, génère des corrections successives permettant de converger vers la solution exacte du problème. La description Lagrangienne corotationnelle actualisée est adoptée dans le logiciel. La formulation et l'assemblage des éléments sont basés sur le principe des travaux virtuels est exprimé dans cette description qui est défini par l'Eq (III.2).

Les actions de surfaces ne sont pas considérées.

$$\int_V (\bar{D}_{ijkl} d\bar{E}_{kl} \delta \bar{E}_{ij} + S_{ij} \delta d\bar{E}_{ij}) dV = \int_V (d\bar{f}_i \delta \bar{u}_i + \bar{f}_i \delta d\bar{u}_i) dV \quad (III.2)$$

$\bar{u}$ , décrit la quantité  $u$  évaluée non pas de la position initiale de l'élément, mais à partir d'une position obtenue par un mouvement de corps rigide.

Avec :

$V = \bar{V}$	Volume non déformé de l'élément,
$S_{ij}$	Tenseur de Piola-Khirchoff contrainte n°2,
$\bar{D}_{ijkl} = D_{ijkl}$	Tenseur décrivant la loi constitutive incrémentale du matériau,
$\delta \bar{E}_{ij}$	Tenseur de Green du champ de déplacements virtuels,
$\bar{f}_i$	Les forces de volumes,
$\delta \bar{u}_i$	Champ de déplacements virtuels de la position déformée,

Dans le matériau ou la température change, la loi constitutive incrémentale est donnée par l'Eq (III.3).

$$\delta S_{ij} = D_{ijkl} (dE_{kl} - dE_{kl}^{th}) = D_{ijkl} dE_{kl}^m \quad (III.3)$$

Ou :

$dE_{kl}$	Tenseur des déformations totales, mécaniques et thermiques
$dE_{kl}^{th}$	Tenseur incrémental de déformations thermiques
$dE_{kl}^m$	Tenseur incrémental de déformations mécaniques forme implicite

Le tenseur de Green du champ de déplacements virtuels est donné par l'Eq (III.4).

$$\delta \bar{E}_{ij} = \frac{1}{2} (\delta \bar{u}_{i,j} + \delta \bar{u}_{j,i} + \bar{u}_{k,i} \delta \bar{u}_{k,j} + \delta \bar{u}_{k,i} \bar{u}_{k,j}) \quad (III.4)$$

Afin de résoudre l'Eq (III.4) dans une formulation en déplacements par éléments finis. Le champ de déplacement est représenté de façon approximative par un champ discrétisé  $u$  qui est fonction des déplacements des nœuds  $p$  par l'intermédiaire de fonctions de forme  $N$  choisies convenablement, le champ de déplacement discrétisé sous forme matriciel est donnée par l'Eq.(III.5).

$$u = Np \quad (III.5)$$

Le champ de déformation est donné par l'Eq (III.6).

$$de = Bdp \quad (III.6)$$

Dans lequel la matrice B contient non seulement les dérivées spatiales des fonctions de forme telle que dans la formulation de petites d déformations, mais aussi les déplacements nodaux qui ne sont pas identiquement égal à 0 dans la configuration déformée.

L'équation matricielle d'équilibre qui régit l'itération d'une position ( $t$ ) à la position suivante ( $t + \Delta t$ ) est donnée par l'Eq. (III.7).

$$\int_V B^T DB dV dp + \int_V S^T \delta d e dV dp = (K_u + K_s) dp = f^{ext} - f^{int} \quad (III.7)$$

Ou :

$K_u$  Comprend Matrice de rigidité élastique linéaire et la matrice de rigidité géométrique

$K_s$  est la matrice des contraintes générées

$f^{ext}$  Vecteur des forces nodales appliquées

$f^{int}$  Forces nodales obtenues par intégration des contraintes internes (principe des travaux virtuels).

L'élément de poutre 3D est présenté dans cette section dont les hypothèses sont les suivantes :

- L'élément étant prismatique dans son état de référence, Les poutres rectilignes sont les seules envisagées étant donné qu'elles couvrent la majorité des cas rencontrés en pratique.
- les positions de 3 noeuds liés à l'élément suffisent à positionner celui-ci dans l'espace, figure III.2. Les noeuds 1 et 2 sont situés aux extrémités de l'élément. ils sont reliés par la ligne des noeuds placée de manière à priori quelconque choisie par l'utilisateur, Ils occupent la même position dans la section droite mais cette position ne correspond pas nécessairement au centre de gravité de la section, ni au centre de torsion. Les noeuds 1 et 2 définissent l'axe local x, situé sur la ligne des noeuds et orienté de 1 vers 2, son origine est à mi distance entre 1 et 2. Le noeud 4, qui ne peut se trouver sur la droite passant par 1 et 2, est utilisé pour définir la position de l'axe local y. Cet axe est perpendiculaire à l'axe x. Il est situé dans le plan défini par l'axe x et le noeud 4, sa direction allant de l'axe x au noeud 4, l'axe z est déterminé par :  $z = x \wedge y$ .

- L'élément est de type déplacement (grands déplacements) dans une description corotationnel totale.
- Le déplacement de la ligne des nœuds est décrit par les déplacements des trois nœuds, les nœuds d'extrémité (1, 2), supporte chacun 7 degrés de liberté (3 déplacements, 3 rotations et l'amplitude de gauchissement), le nœud 3 a un seul degré de liberté, est introduit pour l'enrichissement du champ de déplacement, il transforme le déplacement longitudinal de la ligne des nœuds en une fonction du second degré en x (non linéaire). Les déplacements transversaux sont du troisième degré.
- L'hypothèse de Bernoulli est considérée, de sorte qu'en l'absence de torsion, les déformations de cisaillement sont nulles. Ainsi, pour une sollicitation flexionnelle, la section plane reste perpendiculaire et plane à l'axe de l'élément et l'énergie de cisaillement n'est pas prise en compte.
- Le voilement local, n'est pas pris en compte par l'élément. Seulement les sections de classe 1 et classe 2 sont utilisés (éléments en acier)

- L'hypothèse de Von Karman est utilisée. Les déformations sont petites, c'est-à-dire que chacune de leur composante est petite par rapport à l'unité, avec :

$$\frac{\partial u}{\partial x} \ll 1 \quad (\text{III.8})$$

$u$     Champ de déplacement longitudinal  
 $x$     Coordonnée longitudinale

- Les rotations sont supposées modérées. Avec l'approximation suivante (différentes des co-rotations) :

$$\sin\varphi \cong \varphi$$

$$\cos\varphi \cong 1$$

Avec :  $\varphi$  la rotation

- L'hypothèse de Vlassov est admise, d'après laquelle, en torsion pure, la section droite subit un gauchissement dont l'amplitude est proportionnelle à l'accroissement de l'angle de torsion. Cette hypothèse revient à négliger l'énergie de déformation induite par le cisaillement de gauchissement de la section.

- Les intégrations longitudinales sont numériquement calculées par la méthode de Gauss.
- La section transversale est discrétisée par des triangles et des quadrilatères, qui est la même discrétisation utilisée dans l'analyse thermique, dont chaque élément fini avec son matériau et sa température est considéré comme un élément fibre. donc la section est supposée composée des fibres parallèles, l'intégration des contraintes et des rigidités sur la section est basée sur ce type de modèle, toutes les variables, température, contrainte, déformation,...etc, sont uniformes dans chaque fibre.
- La matrice de rigidité tangente est évaluée à chaque itération par le processus de convergence (méthode de Newton-Raphson pur),
- Les contraintes résiduelles sont considérées par des déformations initiales constantes,
- Le comportement du matériau dans le cas de déchargement est supposé élastique, avec le module d'élasticité égal au module d'Young à l'origine de la courbe contrainte-déformation. Dans la même section, certains fibres se sont plastifiées présentent une rigidité diminuée parce qu'ils sont encore sur la branche de chargement, tandis que, dans le même temps, d'autres fibres se comportent de manière élastique. La déformation plastique est supposée ne pas être affectée par un changement de température.
- La rigidité en torsion élastique à 20 °C qui est calculée par le code a été adaptée dans un processus itératif afin de refléter la diminution de rigidité du matériau à la température critique.
- L'effet de la dilatation thermique de l'acier et du béton est pris en compte dans les modèles de comportement.

Pour les simulations dans cette étude, un élément de poutre 2D est utilisé avec deux translations et une rotation dans chaque nœud d'extrémité, le troisième nœud à mi portée de l'élément fini supporte un enrichissement en déplacement non linéaire du second degré.

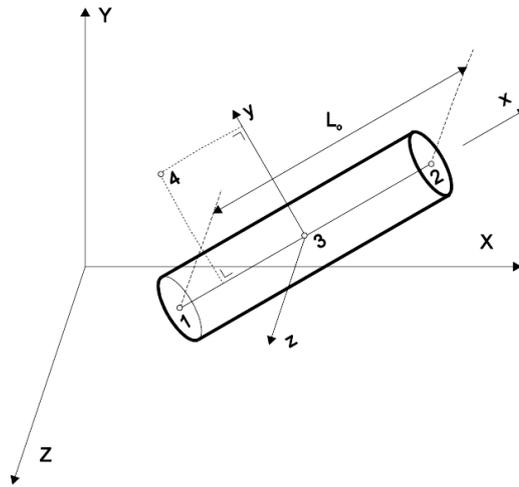


Figure III-2 : Description de l'élément poutre [46]

### III.2.2 PRINCIPALES HYPOTHESES UTILISEES DANS LES SIMULATIONS NUMERIQUES

Les hypothèses suivantes ont été prises pour les simulations numériques du comportement structural des colonnes :

- Chaque
- Une colonne est divisée en n éléments de poutre suivant la hauteur de la colonne, une imperfection géométrique latérale est considérée, donnée par l'expression suivante :

$$y(x) = \frac{h}{500} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (\text{III.9})$$

Tolérance donnée par EN 10210-2 pour les profilés creux laminés à chaud.

- Il n'y a pas de glissement entre le noyau du béton et la section creuse en acier. Binh C T [15] rapporte dans sa thèse : que les études de recherche de Renaud C. [48] et J. Ding et al. [34] indiquent que cette hypothèse ne donne pas une erreur considérable sur la résistance au feu des colonnes.

### III.3. DESCRIPTION DE L'ETUDE

#### III.3.1. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES MATERIAUX

### III.3.1.1 Modèle thermique

Le béton de granulats siliceux a été choisi, avec une densité de  $2300 \text{ kg/m}^3$  et une teneur en eau de  $92 \text{ kg/m}^3$ . Quatre résistances caractéristiques du béton ont été utilisées, la résistance en traction est négligée dans les calculs.

Les aciers d'armatures sont de classe S500 et les aciers de construction sont de classe S355. La loi de comportement et les propriétés thermiques sont spécifiées dans l'annexe 2 conformément à l'Eurocode 4.

Les propriétés thermiques de l'acier et du béton en phase d'échauffement ont été prises de l'EN1994-1-2 [2]. Cela signifie que la conductivité thermique du béton a été prise avec la limite supérieure au sens de la norme EN 1992-1-2 [3].

Les propriétés thermiques de l'acier ont été considérées comme totalement réversibles lors du refroidissement. La masse spécifique du béton, qui diminue pendant le chauffage en raison du dégagement d'eau, a été considérée comme constante pendant le refroidissement, avec une valeur correspondant à celle de la température maximale. Lorsque la température augmente dans le béton, la conductivité thermique a tendance à diminuer (EN1994-1-2). Il a été considéré que la diminution de la conductivité thermique n'est pas réversible et que, lors du refroidissement, la conductivité thermique du béton conserve la valeur correspondant à la température maximale.

Comme mentionné précédemment, les conditions aux limites thermiques consistent en un rayonnement thermique et une convection forcée. Le rayonnement thermique est défini par l'émissivité de l'acier, prise égale à 0,7, tandis que le coefficient de convection forcée est supposé être de  $35 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

### III.3.1.2 Modèle mécanique

Les propriétés mécaniques de l'acier et du béton sont prises de la norme EN1994-1-2 (figure III.3). Les propriétés mécaniques de l'acier ont été considérées comme réversibles, ce qui signifie que la rigidité et la résistance sont rétablies à leurs valeurs initiales maximales lors du refroidissement. Dans la courbe d'allongement thermique, le plateau correspondant au changement de phase qui se produit autour de  $800 \text{ }^\circ \text{C}$  à un niveau de  $11 \times 10^{-3}$  pendant

l'échauffement se produit à des températures légèrement inférieures, autour de 700 ° C, à un niveau de  $9 \times 10^{-3}$  durant le refroidissement.

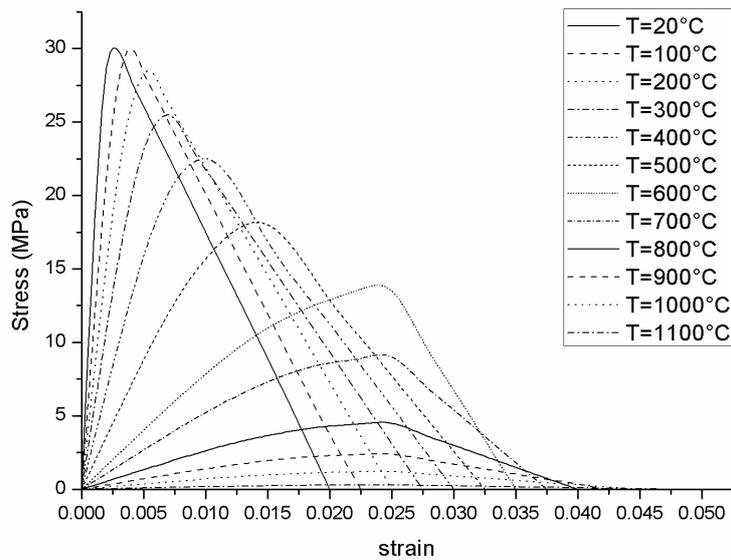
Lorsque l'acier est revenu à la température ambiante, il n'y a pas de dilatation thermique résiduelle.

Pour le béton, une dilatation ou un retrait thermique résiduel a été pris en compte lorsque le béton est revenu à la température ambiante. La valeur de la valeur résiduelle est fonction de la température maximale et est tirée d'essais expérimentaux réalisés par Schneider en 1979.

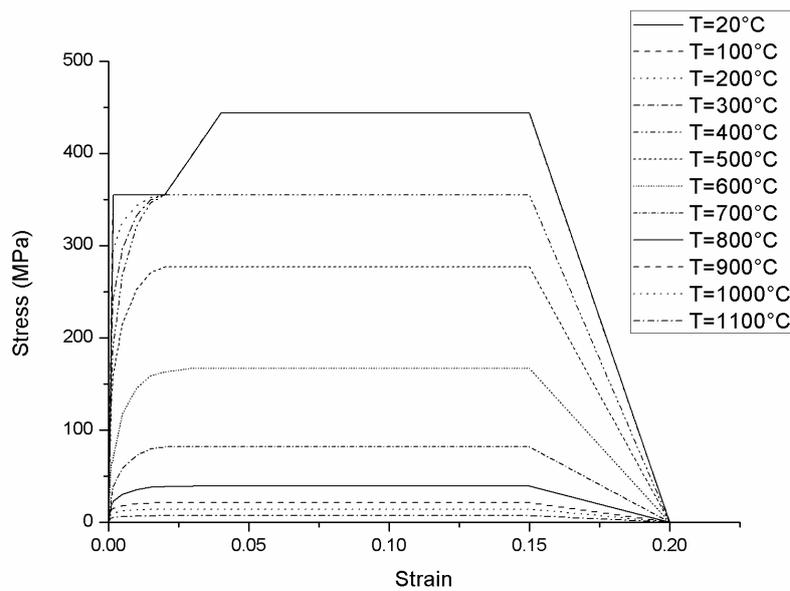
La résistance à la compression du béton ne récupère pas lors du refroidissement. Selon l'EN 1994-1-2, une perte supplémentaire de 10% a été prise en compte lors du refroidissement. Cela signifie, par exemple, que si la résistance à la compression a diminué de 1,00 à 0,50 à une température donnée, elle diminuera à 0,45 lors du retour à la température ambiante. Cette hypothèse est bien sûr la clé de toutes les prévisions présentées dans cet article et donc de la fiabilité des conclusions. Dans un article récent, Yi-Hai et Franssen [51] ont montré, à partir de l'analyse de centaines de résultats expérimentaux rapportés dans la littérature, que la réduction supplémentaire au cours du refroidissement pouvait être encore supérieure à la réduction de 10% envisagée dans Eurocode 4. La relation contrainte-déformation du béton, la déformation correspondant à la contrainte de pointe au cours du refroidissement est considérée comme fixée à la valeur atteinte à la température maximale (figure C.2 de l'Eurocode 4).

### **III.3.2. SCENARIOS DES FEUX UTILISES**

Les courbes de température considérées comme données d'entrée ont été établies à partir du modèle de feu paramétrique de l'annexe A de l'Eurocode 1 qui représente l'action d'un feu naturel incluant la phase de refroidissement. Le facteur  $\Gamma$  qui apparaît dans le modèle présenté dans le chapitre 2 est pris égale à 1,0, ce qui rend la phase d'échauffement de la courbe temperature- temps de ce modèle de feu naturel correspondante à celle de la courbe de feu standard ISO834. Ce choix est fait pour comparer les efforts conduisant à la rupture en considérant la phase de refroidissement avec les efforts correspondants aux durées de résistance conventionnelle.



a) Béton en compression



b) Acier en traction et compression

**Figure III-3** : Courbes contrainte-déformation de l'acier et du béton aux hautes températures

Ces courbes de température sont appliquées aux quatre faces exposées des colonnes comme une charge thermique, à travers la convection et le rayonnement.

La figure III.4 montre les courbes des différents incendies qui se différencient les uns des autres par la durée de la phase d'échauffement, de 30 à 120 minutes. L'incendie dans ces cas est

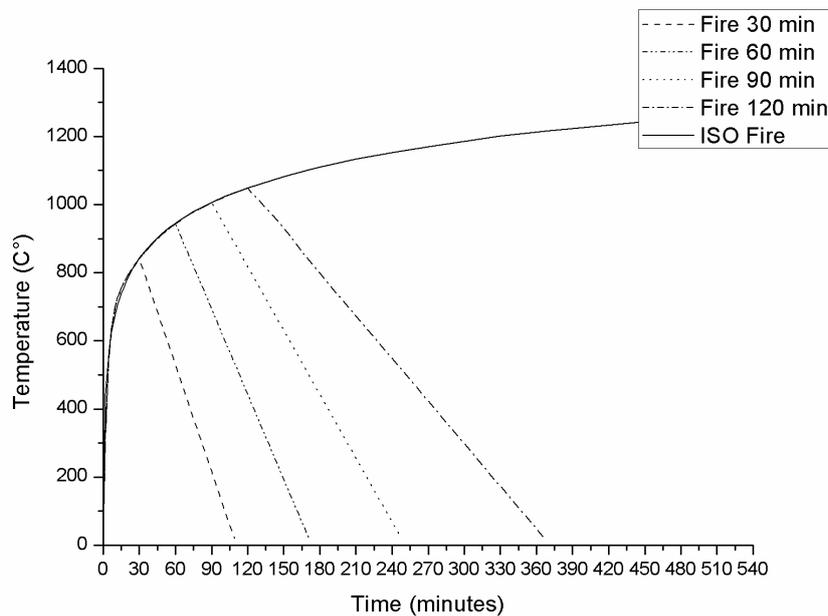
contrôlé par la ventilation, les autres scénarios seront donnés en fonction de l'avancement des développements.

Dans chaque courbe, le feu est divisé en trois phases :

**La phase 1** : est la phase d'échauffement de l'incendie, elle est caractérisée par la température maximale des gaz et la durée de la phase1,  $t_{peak}$ .

**La phase 2** : est la phase de refroidissement de l'incendie, la fin de la phase 2 est marquée par  $t_{20}$ .

**La phase 3** : est la phase après l'extinction de l'incendie, la température des gaz est à 20°C.



**Figure III-4** : Les courbes de feu considérées

Chaque colonne est exposée aux différents scénarios représentés sur la figure III.4, différentes phases d'échauffement sont proposées dans le but de quantifier l'influence des gradients thermiques sur la perte de la résistance en phase d'échauffement et en phase de refroidissement et d'analyser quantitativement l'influence de la durée du feu.

### III.3.3. PRINCIPES DE LA SIMULATION

Le modèle de matériau utilisé dans la simulation doit reproduire le comportement de la structure qui est soumise à un chargement combiné thermique et mécanique. La réponse de la structure est fortement dépendante du chemin de sollicitations. Les déformations peuvent être

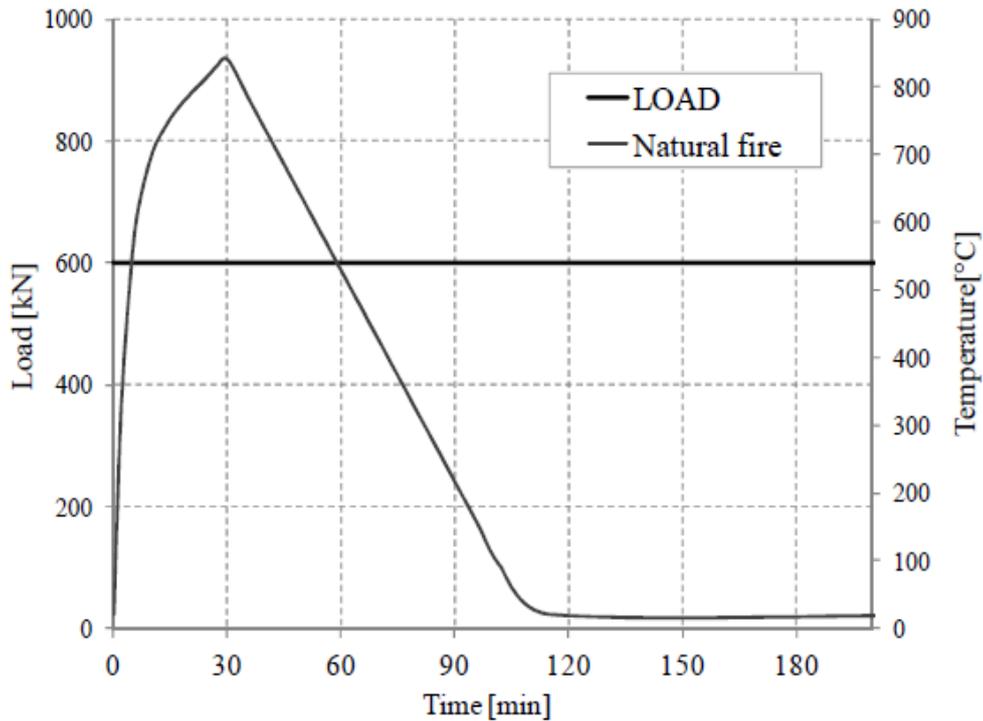
complètement différentes, de signe opposé pour la même combinaison de contrainte et de température. La dilatation thermique axiale est fortement influencée par la présence de la contrainte mécanique durant la phase de chauffage. Ceci peut être interprété comme une dépendance de la déformation thermique vis-à-vis du chemin emprunté dans l'espace contrainte-température. La déformation thermique n'est plus considérée comme une simple fonction de la température mais dépend également de l'état de contrainte appliquée pendant le chauffage. Les modèles choisis sont supposés reproduire cette phénoménologie par l'introduction de la déformation du fluage transitoire d'une manière implicite ou explicite.

Toutes les simulations ont été réalisées avec le logiciel SAFIR et avec les modèles thermiques et mécaniques actuelles de l'Eurocode 2 et l'Eurocode 4. La distribution de la température dans les différentes sections est obtenue par une analyse non linéaire transitoire en 2D. Chaque colonne étudiée est soumise en premier lieu à un chargement constant (centré ou excentré), puis la section de la colonne est exposée au feu naturel y compris les trois phases (échauffement, refroidissement et après refroidissement) dans le but d'évaluer les caractéristiques résiduelles des colonnes. Le chargement est appliqué d'une manière décroissante et monotone et pour chaque niveau de chargement, le temps de la ruine est calculé, cette procédure continue jusqu'à qu'il n'y a plus de ruine. Le niveau de chargement correspondant représente la capacité portante de la colonne pour résister au feu naturel.

La figure III.5 montre le principe de la simulation appliqué sur la colonne exposée au feu naturel. Par exemple dans la figure 3.5, un effort de 600kN est appliqué sur la colonne, puis un feu naturel est appliqué dont la phase d'échauffement est de 30min, le compartiment revient à la température après 140min du début du feu, le refroidissement est suivi jusqu'à ce que la température de la section revient à la température ambiante.

#### **III.4. ETUDE DES COLONNES MIXTES AVEC PROFILS CREUX REMP LIS DE BETON**

Dans le cadre de la prédiction de la rupture tardive en phase de refroidissement, une série importante de simulation est effectuée sur des colonnes mixtes carrées avec profils creux remplis de béton. Les facteurs suivants sont étudiés en effectuant une analyse thermique et structurelle :



**Figure III-5** : Evolution de la charge et de la température appliquées [46]

- la durée de la phase d'échauffement de l'incendie pour évaluer l'influence de la température maximale sur la rupture en phase de refroidissement et sur les caractéristiques résiduelles : différentes durées ont été considérées,  $t_{peak}$  = 30, 60, 90 et 120 min.
- la section de la colonne ;
- l'épaisseur de la paroi métallique ;
- le taux d'armature ;
- la longueur effective de la colonne ;
- la résistance caractéristique du béton ;

Les hypothèses suivantes sont prises pour toutes les simulations :

- 1- Les colonnes sont considérées comme isostatiques bi-articulés, le sommet de la colonne est libre en déplacement verticale, une imperfection géométrique de l'ordre  $h/500$  à mi-hauteur est prise dans les simulations ;
- 2- L'épaisseur de la paroi est prise selon la condition :  $D/t \leq 52\sqrt{235/f_y}$  avec  $D$  dimension externe de la colonne et  $t$  son épaisseur, cette condition permet de négliger le voilement selon l'EN 1994-1-1 (2004) ;
- 3- Le pourcentage des armatures de béton varient entre 0% à 10% ;
- 4- Seulement une nuance de l'acier de construction de  $f_y = 355$  MPa est considérée car c'est actuellement la nuance la plus couramment utilisée pour les sections métalliques creuses ;
- 5- Quatre bétons sont utilisés :  $f_c = 20$  MPa,  $f_c = 30$  MPa,  $f_c = 40$  MPa et  $f_c = 50$  MPa ;
- 6- Une seule nuance est utilisée pour les armatures : S500,  $f_y = 500$ MPa;
- 7- le confinement du béton dans par le tube en acier est ignoré dans les simulations
- 8- le contact entre le béton et l'acier est considéré comme parfait.

Les symboles suivants ont été utilisés dans les figures:

S150x5 signifie section carrée de dimension  $D = 150$  mm et d'épaisseur du tube  $t_h = 5$  mm

C30 représente la résistance à la compression du béton sur cylindre ,  $f_c = 30$ MPa

e30 représente l'enrobage de béton  $e = 30$  mm

4D16 représente le cas où l'armature dans la section se compose de 4 barres de diamètre 16mm

Donc une section carrée de 150mm de coté avec une paroi de 5mm d'épaisseur remplie de béton de résistance caractéristique de 30MPa armé de 4 barres de diamètre 16mm avec un enrobage de 30mm, est désignée comme suit : S150x5\_4D16\_e30\_C30

Le tableau III.1 résume les caractéristiques des sections étudiée

**Tableau III.1** Résumé des paramètres des colonnes et des durées et charges de résistance au feu.

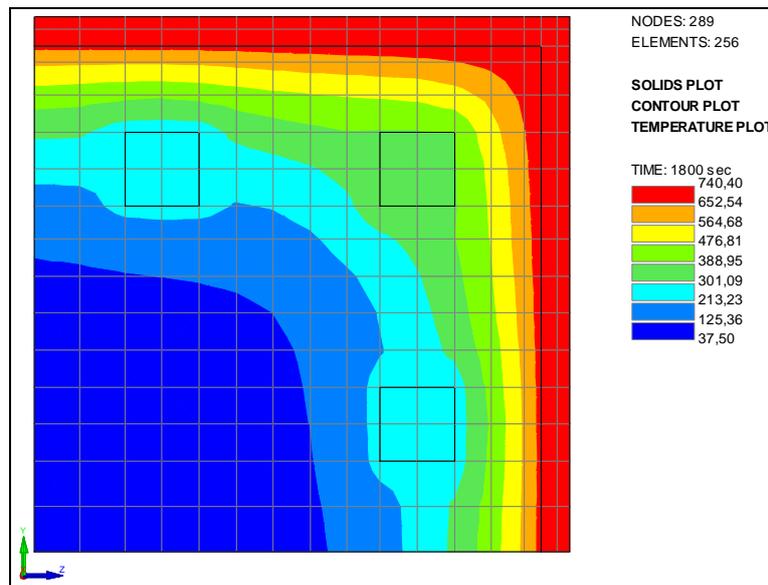
No.	Dimensions (mm)	Armatures (mm)	Longueur (mm)	Résistance du béton (N/mm <sup>2</sup> )	Ruine							
					t <sub>peak</sub> =30min		t <sub>peak</sub> =60min		t <sub>peak</sub> =90min		t <sub>peak</sub> =120min	
					Temps (min)	Charge (KN)	Temps (min)	Charge (KN)	Temps (min)	Charge (KN)	Temps (min)	Charge (KN)
1	150x150x5	4Φ16	3000	20	41.63	271	65.57	82.5	90.98	53.4	120.92	38.85
2	150x150x5	4Φ16	3000	30	41.77	291.5	65.33	91	91.58	57.3	121.1	40.8
3	150x150x5	4Φ16	3000	40	41.83	311.5	65.92	98	92.15	61.1	120.93	42.8
4	150x150x5	4Φ16	3000	50	41.83	331	65.67	106	91.77	65	121.6	44.7
5	180x180x5	4Φ18	3000	30	41.98	586.3	72.65	189	96.2	112	126.88	75
6	200x200x5	4Φ20	3000	30	41.8	833	75.88	288.5	105.47	170	133.48	113
7	200x200x6.3	4Φ20	3000	30	41.8	872	76.2	305	102.53	178.7	128.51	119.1
8	200x200x7	4Φ20	3000	30	41.53	901	76.47	315.5	101.25	183.4	127.68	122.3
9	200x200x8	4Φ20	3000	30	41.62	926.5	76.93	325.5	97.35	188.5	124.4	126
10	200x200x10	4Φ20	3000	30	41.58	993	75.57	347.1	95.07	197.5	122.78	133
11	220x220x6.3	8Φ16	2000	30	40.93	1606.7	77.08	760.7	109.32	399	142.77	258.5
12	220x220x6.3	8Φ16	3000	30	41.78	1252	77	531.8	107.33	273	130.57	180
13	220x220x6.3	8Φ16	4000	30	41	931	76.8	381.5	106.83	200	123.62	133
14	220x220x6.3	8Φ16	5000	30	40.15	690.5	75.78	286.5	104.36	155	121.93	102.5
15	220x220x6.3	8Φ16	6000	30	40	508.1	74.21	218	100.78	122.5	121.62	80.5
16	220x220x6.3	8Φ16	7000	30	39.07	386.1	72.28	170.5	98.27	98	120.78	64.4
17	220x220x6.3	8Φ16	8000	30	38.8	302.5	70.72	137	93.4	80.5	120.6	53.1
18	260x260x7	12Φ16	3000	30	41.53	2218.6	76.97	1128	113.83	612	147.93	380
19	300x300x8	-/-	3000	30	37	1963.7	67.72	1248.5	105.18	886	154.1	615.5
20	300x300x8	4Φ16	3000	30	38.93	2265.2	74.62	1323.1	106.15	928.2	155	645.8
21	300x300x8	8Φ16	3000	30	39.77	2636.5	75.52	1543.2	107.93	1032.3	154.67	665.2
22	300x300x8	8Φ18	3000	30	40	2809.7	75.98	1615	108.58	1067.4	154.97	677.4
23	300x300x8	12Φ18	3000	30	40.97	3271.5	77	1852.3	115.87	1146.7	154.12	708.6
24	300x300x8	16Φ18	3000	30	41.77	3722.5	78.3	2065	119.55	1194.8	153.77	742.5
25	300x300x8	16Φ22	3000	30	42.87	4548	80.98	2400	122.08	1281.5	153.82	803
26	300x300x8	16Φ25	3000	30	44.8	5253	88.71	2635	122.52	1331	153.05	856

### III.4.1. ANALYSE THERMIQUE

Le chargement thermique appliqué aux colonnes est celui de la figure III.9. Les caractéristiques physiques et thermiques des matériaux sont conformes à l'EN 1994-1-1 (2004). Les profilés creux sont pris sans protection extérieure. L'action thermique est appliquée sur tout le périmètre de la section carrée.

Puisque le chargement thermique est symétrique, uniquement le un quart de la section est modélisé.

La figure III.6 montre un exemple pour les sections étudiées.



**Figure III. 6 :** Evolution des températures dans la section S300x8 feu  $t_{peak}=30$  minutes (1/4 de la section).

### III.4.2. ANALYSE STRUCTURELLE

#### III.4.2.1 Mode de ruine

Dans cette étude, les charges critiques élastiques sont si grandes que le flambement ne sera pas le mode de ruine des colonnes étudiées, et ceci même si, après l'élévation de la température, les propriétés mécaniques des matériaux diminuent. La charge critique est encore importante par rapport à la charge de rupture dont la valeur est plus sensible aux propriétés des matériaux qui se sont détériorées sous l'effet de la température.

Un exemple de charge critique et de ruine de deux sections calculées selon EN 1994-1-1 (tableau III.2) prouve que le mode de ruine est dû à une rupture des sections et non par un flambement des colonnes.

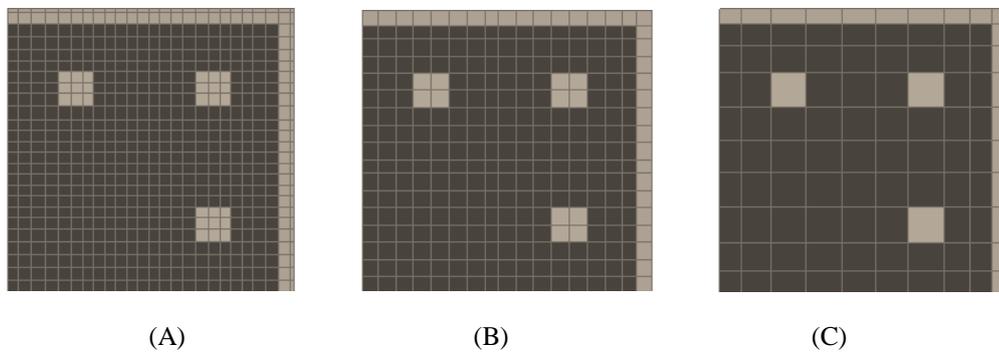
**Tableau III.2** Exemple de charges critique et de ruine calculées selon l'EC4

Section	Elancement relatif	Ncr (KN)	Nu (KN)
300x300x8	0.37	41130	4442
220x220x6.3	1.48	1795	1237

### III.4.2.2 Sensibilité du maillage

Pour étudier l'effet de différents maillages d'éléments finis sur les comportements thermiques et mécaniques des sections transversales des colonnes, une comparaison des résultats de la simulation a été faite en utilisant trois maillages différents. La section S260x7 (mm<sup>2</sup>) a été choisie pour cette analyse et les trois maillages différents sont représentés sur la figure III.7.

La figure III.8 compare la température dans différents endroits de la section sous feu avec  $t_{peak} = 60$  minutes, en utilisant les trois différentes mailles de la figure III.7.



**Figure III. 7 :** Trois différentes mailles pour la section S260x7

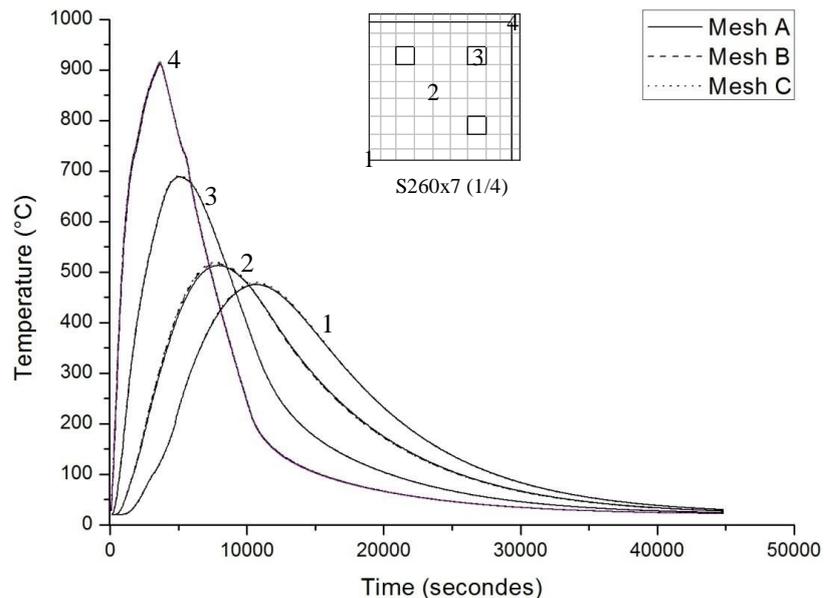
Le tableau III.3 et la figure III.9 comparent les temps de ruine et les déplacements de la colonne en utilisant ces trois divers maillages sous le même feu.

**Tableau III.3** Temps de ruine calculés en utilisant les différents maillages

Maillage	A	B	C
Temps de ruine (min)	77.68	76.97	77.33

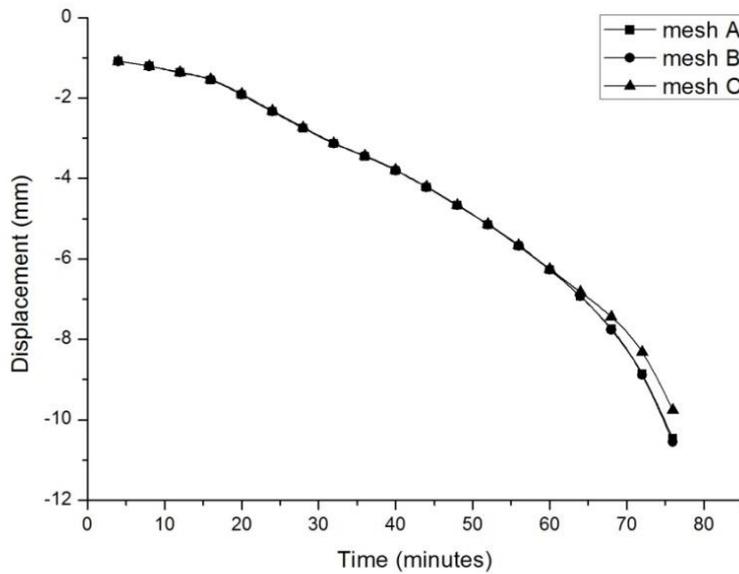
On peut voir que les températures dans chaque point, calculée à l'aide des trois maillages, sont presque identiques, de sorte que le comportement thermique de la section de la colonne peut être simulé de façon très précise en utilisant un maillage relativement grossier.

On peut également voir que les trois séries de résultats concernant le comportement structurel sont presque identiques et donnent les mêmes temps de ruine, donc le maillage B est suffisamment fin pour l'analyse structurelle.



La figure III.10 résume les analyses effectuées pour examiner l'influence de la durée de l'incendie. La section S260x7\_12D18\_e30\_C30 de 4 m de longueur a été choisie.

Chaque courbe de la figure est liée à l'un des feux représentés sur la figure III.9 et est le résultat de nombreuses simulations effectuées avec différents niveaux de charge. A partir de la capacité portante au temps  $t = 0$ , ici 5066 kN, la charge a été progressivement réduite et de nombreuses simulations ont été réalisées, chacune pour une charge différente, donnant un temps de résistance au feu qui augmente à mesure que la charge diminue. Dans un bâtiment réel, les colonnes sont soumises à différentes charges de différents niveaux qui ne sont pas connues par les pompiers. A titre d'exemple de résultats, pour la courbe marquée comme  $t_{\text{peak}} = 30$  min, si une colonne est soumise à une charge de 2000 kN, elle se rompra après 40 min. Chacune des courbes présentées montre s'il existe une plage potentiellement dangereuse de la charge qui pourrait conduire à la rupture pendant ou après la phase d'échauffement. Si tel est le cas, le fait qu'une ruine tardive se produira ou non dans un bâtiment dépendra du niveau de charge réel sur les colonnes.

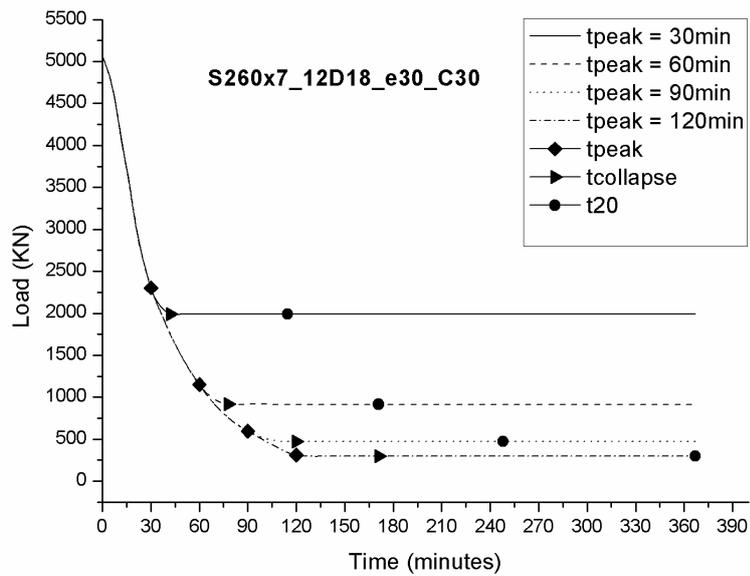


**Figure III. 9 :** Comparaison entre les déplacements verticaux en tête de la colonne à l'aide de trois différents maillages.

La charge qui donne un temps de résistance au feu égal à la durée de la phase d'échauffement  $t_{peak}$  est marquée sur la courbe; pour le feu avec une phase d'échauffement de 30 min, cette charge est de 2303 kN. Si la charge appliquée sur la colonne est supérieure à 2303 kN, une rupture se produira pendant la phase d'échauffement de l'incendie. Pour les charges inférieures à 2303 kN, une rupture de la colonne se produit dans la phase de refroidissement du feu; pour le feu de 30 min, ce temps de ruine de 43 min est obtenu pour une charge de 1990 kN. Toute charge inférieure à 1990 kN ne conduira pas à la rupture de la colonne, ce qui est marqué par le fait que la courbe a une asymptote horizontale.

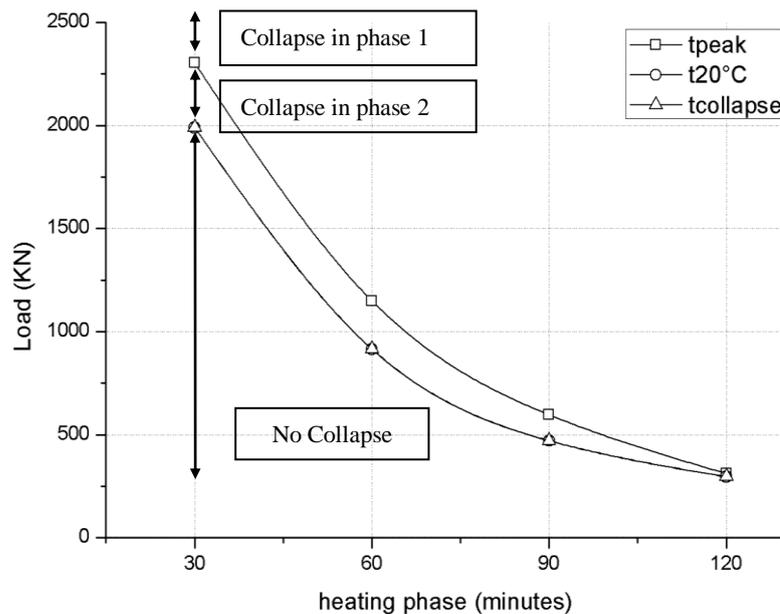
Pour le feu ayant une phase d'échauffement de 120 min, toute charge supérieure à 313 kN entraînera une ruine pendant la phase d'échauffement, c'est-à-dire en moins de 120 min. Si la charge se situe entre 297 et 313 kN, la rupture se produira pendant la phase de refroidissement. Si la charge est inférieure à 297 kN, il n'y aura pas de rupture de la colonne et une stabilité indéfinie est assurée. Il n'y a aucune possibilité de rupture après la phase de refroidissement pour cette durée de feu et pour cette plage de niveaux de charge.

Il est donc possible, selon ce modèle, d'avoir dans certains cas une rupture structurelle quelque temps après la fin de la phase d'échauffement.



**Figure III. 10 :** Evolution de la capacité portante d'une colonne soumise à des feux naturels avec différentes durées de la phase d'échauffement

La figure III.11 présente une autre illustration de ces résultats. Sur l'axe horizontal est la durée de la phase d'échauffement du feu tandis que la charge appliquée est sur l'axe vertical. Chaque courbe de la figure III.10 est sur une ligne verticale sur la figure III.16, mais seuls les points caractéristiques des courbes de la figure III.10 ont été marqués. Le plan est divisé en trois régions.



**Figure III. 11 :** Influence de la durée de la phase d'échauffement sur la capacité portante

Au-dessus de la ligne supérieure se trouve la zone correspondant aux ruptures de la phase 1, la phase d'échauffement (par exemple supérieure à 2303 kN pour une durée de feu de 30 min et supérieure à 313 kN pour une durée de feu de 120 min). Sous cette ligne se trouve la zone de ruptures au cours de la phase 2, la phase de refroidissement. Au-dessous de la ligne la plus basse est la région qui ne mène pas du tout à la ruine.

Comme on le voit sur la figure III.11, la rupture en phase 3 n'existe pas dans ce cas, il devrait être la région intermédiaire, cela se produit lorsque le compartiment est de retour à des conditions de température ambiante.

#### **III.4.2.4 Influence de la section du poteau**

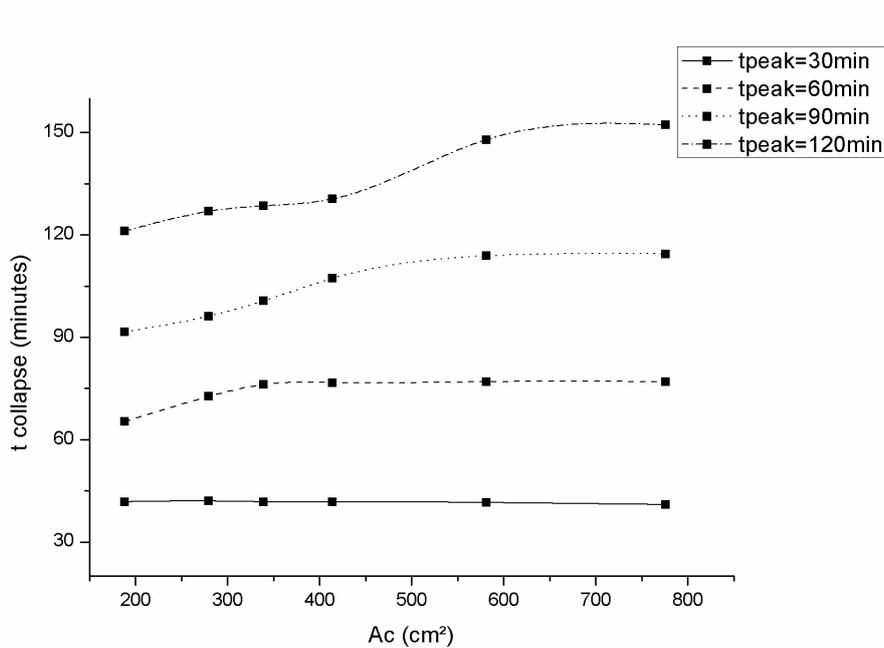
Les analyses ont été répétées pour différentes dimensions de la section du poteau avec une longueur de 3m. Les sections étudiées sont :

S150x5\_4D16\_e30\_C30,      S180x5\_4D18\_e30\_C30,      S200x6.3\_4D20\_e30\_C30,  
S220x6.3\_8D16\_e30\_C30,      S260x7\_12D16\_e30\_C30,      S300x8\_12D18\_e30\_C30.

Chacune des sections est exposée aux différents feux de la figure III.4.

Les résultats sont résumés dans la figure III.12 pour différentes durées de la phase d'échauffement.

Les ruptures en phase 2 du feu sont observées dans presque toutes les sections, sauf pour les sections plus petites chauffées pendant 90 minutes et 120 minutes, ou la rupture se produit pendant les premières minutes du début de la phase de refroidissement, ce qui nous conduit à ne pas la considérer comme rupture tardive.

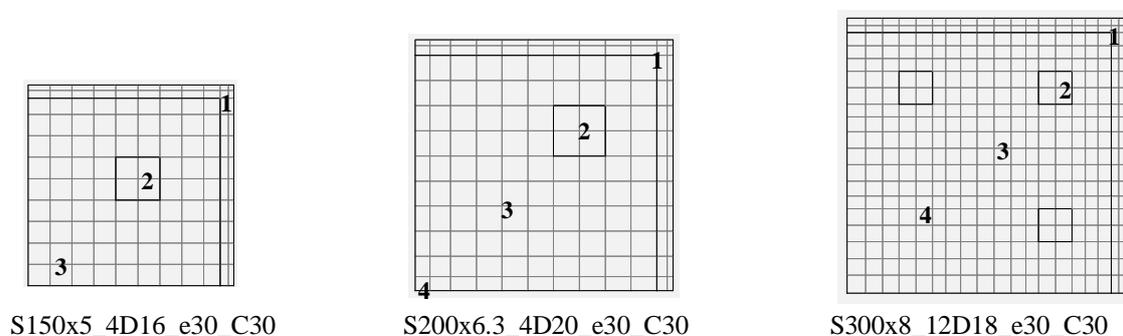


**Figure III. 12 :** Influence de la section du poteau

Pour  $t_{\text{peak}} = 30$  minutes, une rupture tardive existe pour toutes les sections, elle se produit environ 11 minutes après la fin de l'échauffement, mais ce temps de ruine est presque constant et ne varie pas de la plus petite section à la plus massive; c'est parce que les feux courts n'induisent pas de gradients thermiques allant profondément dans la section, c'est presque la même couche ou épaisseur qui est chauffée, quelle que soit la section.

La figure III.14 montre des gradients thermiques presque identiques sous l'effet du feu avec  $t_{\text{peak}} = 30$  minutes aux mêmes points pris équidistants pour trois sections différentes, en particulier dans les trois premiers quarts d'heure où se produit une rupture de toutes les sections.

Lorsque  $t_{\text{peak}}$  s'élève à 60 minutes, il y a une petite rupture tardive (5 minutes après) pour la plus petite section, et plus pour les autres sections (entre 13 et 17 minutes).

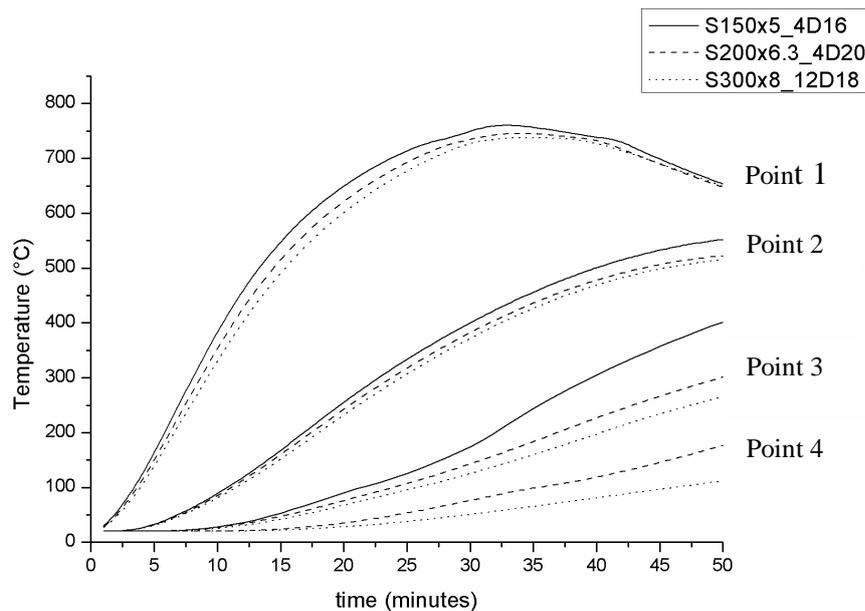


**Figure III. 13 :** Points sélectionnés pour différentes sections (1/4 modélisé)

Pour cet incendie, on peut noter un saut d'environ 11 min en se déplaçant d'une section de S150x5 (mm<sup>2</sup>) à une section de S180x5 (mm<sup>2</sup>). Au-delà d'une section de S200x6.3 (mm<sup>2</sup>), la résistance au feu devient insensible à la dimension de la section, car les températures à des points sélectionnés sont approximatives depuis le début de l'échauffement jusqu'à la rupture.

Pour les feux de plus longue durée, la rupture tend à s'éloigner de la phase d'échauffement lorsque la taille de la section augmente. Elle peut même se produire à plus de 30 minutes du début de refroidissement pour une section de 300x300x8, chauffée pendant deux heures.

Pour les petites sections, cela s'explique par le fait que pour les feux de plus longue durée, les sections sont chauffées plus longtemps, ce qui permet à presque tous les points d'atteindre des températures très élevées pendant la phase d'échauffement. Alors les températures atteintes sont plus importantes et une dégradation considérable des propriétés du matériau se produit au cours de cette phase.



**Figure III. 14 :** Evolution de la température dans les points sélectionnés pour 30 min de feu

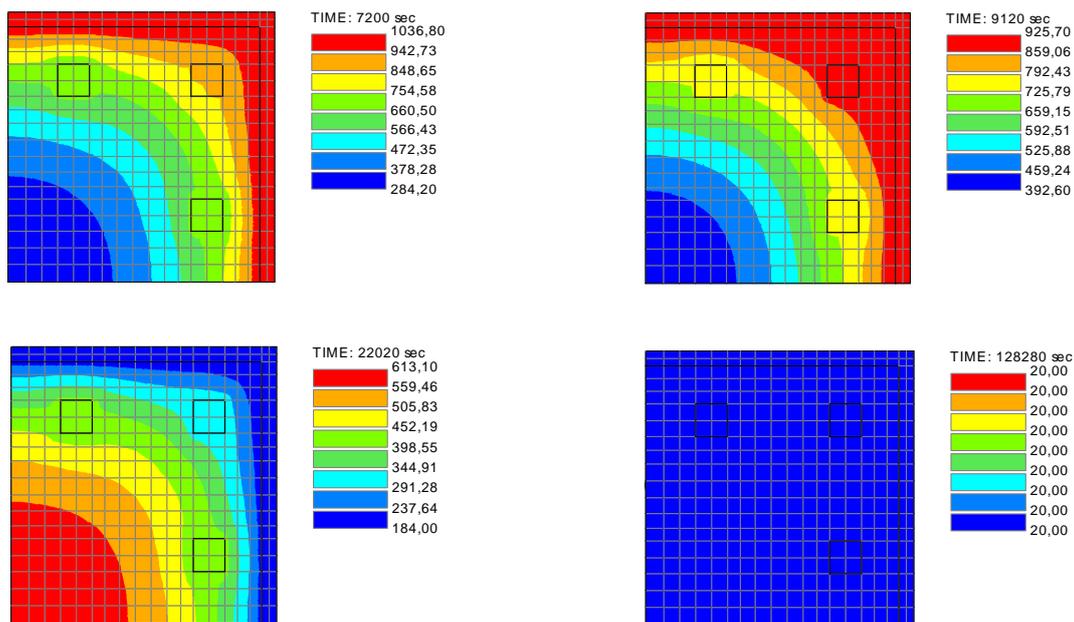
Mais pour les sections massives, même si le temps d'échauffement est long, il y aura toujours une zone centrale qui n'est pas trop affectée pendant le chauffage, mais dans laquelle la chaleur continue à pénétrer et les températures continuent à augmenter longtemps pendant le refroidissement lorsque la température du gaz tend à revenir à la température ambiante (figure III.15), ce qui explique la sensibilité de ces sections à la rupture tardive. Ceci a été confirmé par les tests de Tao et al. [40] qui ont montré que pour les éprouvettes d'essai post-

feu, la température du béton a pris beaucoup de temps pour tomber à température ambiante en phase de refroidissement en raison de la faible conductivité thermique du béton. Puisque la température de la partie extérieure du béton était plus élevée que celle de la partie interne pendant la phase d'échauffement, les températures du béton intérieur ont atteint des valeurs de pic longtemps après extinction du four.

### III.4.2.5 Influence de l'épaisseur de la paroi métallique

Pour étudier l'influence de l'épaisseur du tube métallique et la possibilité de rupture durant la phase de refroidissement, la section du poteau est supposée constante. Les sections suivantes sont considérées : S200x5\_4D20\_e30\_C30, S200x6.3\_4D20\_e30\_C30, S200x7\_4D20\_e30\_C30, S200x8\_4D20\_e30\_C30, S200x10\_4D20\_e30\_C30.

On note qu'une rupture en phase de refroidissement se produit pour la majorité des colonnes étudiées, et les situations les plus critiques vis-à-vis de cette rupture tardive surviennent pour de faibles valeurs des épaisseurs (figure III.16).

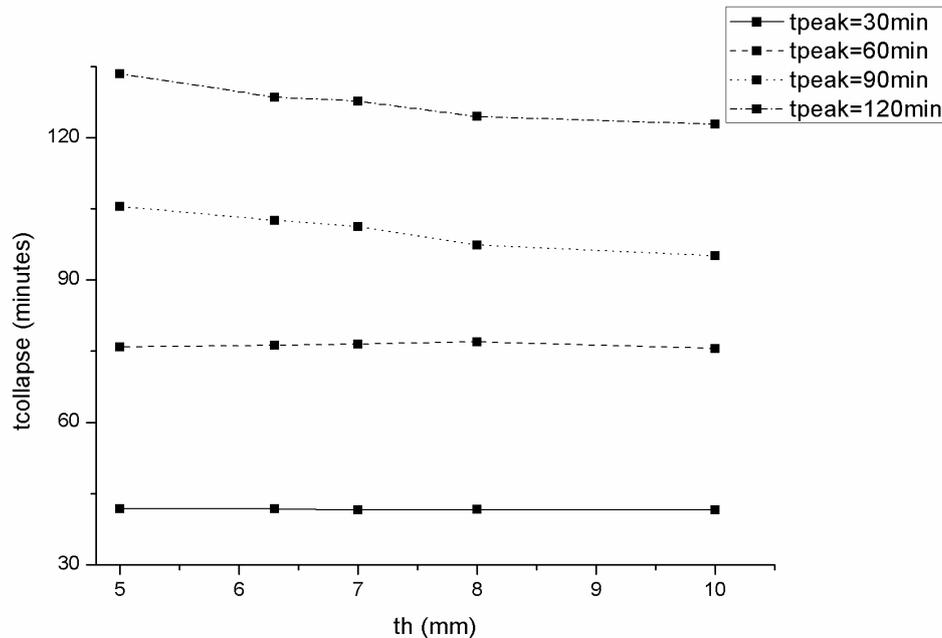


**Figure III. 15 :** Isothermes dans une section S300x8 chauffée pendant 120 minutes sur quatre côtés (1/4 modélisé)

Pour le feu de courte durée avec 30 minutes d'échauffement, on peut observer l'insensibilité de  $t_{collapse}$  à l'épaisseur du tube d'acier. Par exemple, pour une épaisseur de 5 mm, la ruine se produit à 41,8 minutes du début du feu, et lorsque l'épaisseur est doublée (10

mm), la ruine se produit à 41,6 min. La même situation est observée pour  $t_{\text{peak}} = 60$  minutes, lorsque la rupture se produit environ 16 minutes après le début du refroidissement.

Ainsi pour les feux de courte et moyenne durée (échauffement entre 30 et 60 minutes), l'épaisseur du tube d'acier n'a pratiquement aucune influence sur la valeur de  $t_{\text{collapse}}$ .



**Figure III. 16 :** Influence de l'épaisseur du tube métallique

Toutefois, pour les feux de plus longue durée (échauffement entre 90 et 120 min), la durée de la résistance au feu devient sensible à l'épaisseur du tube, le phénomène de la rupture tardive est plus prononcé pour les petites épaisseurs, et  $t_{\text{collapse}}$  diminue jusqu'à  $t_{\text{peak}}$  lorsque l'épaisseur augmente. Par exemple, pour une section S200x5 ( $\text{mm}^2$ ) chauffée pendant 120 minutes, la ruine se produit 13 minutes après le pic, et seulement après 2 minutes pour une section de S200x10 ( $\text{mm}^2$ ).

Cela s'explique par le fait que l'augmentation de l'épaisseur du tube d'acier réduit la taille du noyau de béton qui est l'élément responsable de la rupture tardive car c'est le béton qui continue à stocker la chaleur même après le début du refroidissement. De plus, comme le démontrent divers chercheurs, le noyau de béton est l'élément dominant dans la résistance au feu des colonnes mixtes, puisqu'il fournit la plus grande partie de la résistance à la compression nécessaire, en particulier après le premier temps d'exposition au feu.

Ainsi, une plus petite épaisseur de paroi implique une plus grande section du béton et donc plus de risques de rupture tardive et vice versa.

### III.4.2.6 Influence du taux d'armature

La section S300x8\_e30\_C30 est considérée avec différents pourcentage d'armatures afin d'analyser l'influence de la section du ferrailage,

La figure III.17 montre clairement une rupture tardive sous différentes phases d'échauffement, qui se produit entre 7 minutes et 35 minutes après le début de la phase de refroidissement.

Pour  $t_{peak} = 30\text{min}$ , augmenter la quantité d'armature augmente légèrement la durée de  $t_{collapse}$ , une colonne remplie d'un béton ordinaire ( $As = 0\%$ ) se rompt 37 minutes après le début de l'incendie, alors que pour une section avec un taux d'armature de 10% ,  $t_{collapse}$  est à 44,8 min.

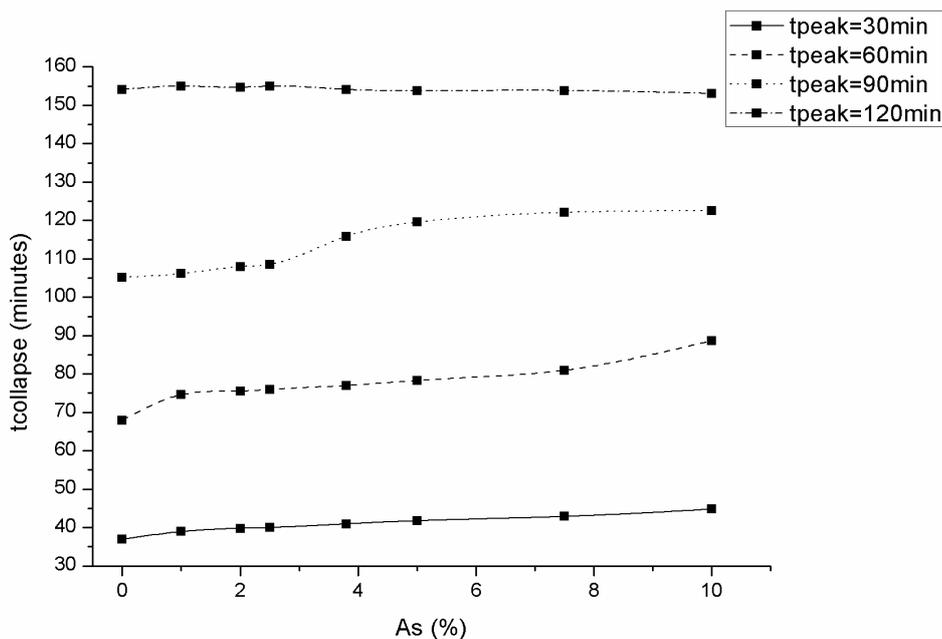


Figure III. 17 : Influence du taux d'armature

L'influence du taux d'armature sur le temps de ruine devient plus prononcée lorsque le temps d'échauffement augmente à 60 et 90 minutes. Par exemple, pour  $t_{peak} = 60\text{min}$ , passer d'une section non armée à une section avec un taux d'armature de 1%,  $t_{collapse}$  augmente d'environ 7 minutes. Dans d'autres sections,  $t_{collapse}$  continue d'augmenter légèrement jusqu'à

atteindre 80,98 minutes pour une section avec un pourcentage d'armature de 5%. Doubler ce dernier,  $t_{collapse}$  augmente d'environ 8 minutes.

Lorsque  $t_{peak}$  s'élève à 90 minutes, l'augmentation de la section d'armature induit une augmentation d'une moyenne d'environ 1 minute/1% de  $t_{collapse}$  jusqu'à  $A_s = 3,8\%$  ou on note un saut de la valeur de  $t_{collapse}$  de l'ordre de 7 minutes par rapport à la valeur précédente. Avec un pourcentage de 7,5%, la valeur de  $t_{collapse}$  devient constante et insensible au changement du taux d'armature.

Ceci s'explique par le fait que dans des conditions de feu naturel, la température dans le noyau de béton, qui est l'élément responsable de la rupture tardive, continue à augmenter même après la diminution de la température du gaz. Le béton continue ainsi à perdre sa résistance jusqu'à la rupture. Mais en présence de l'armature longitudinale qui, à son tour, renforce le béton en fournissant le confinement nécessaire au noyau et prévenant son éclatement prématuré, le béton résiste plus longtemps, et lorsque la section d'armature augmente,  $t_{collapse}$  augmente également. Ainsi, l'augmentation de la section d'armature augmente la résistance du béton et retarde ainsi la rupture des colonnes.

Cependant, pour un échauffement de deux heures, la rupture tardive existe (35 minutes après le début du refroidissement), mais l'armature n'a pratiquement aucune influence sur la résistance au feu de l'élément.

L'introduction des armatures homogénéise également les températures dans la section, de sorte qu'il y ait une augmentation de  $t_{collapse}$ . Cette conclusion est moins vraie pour les feux de longue durée: le renforcement a moins d'influence sur la température.

#### **III.4.2.7 Influence de la longueur de la colonne**

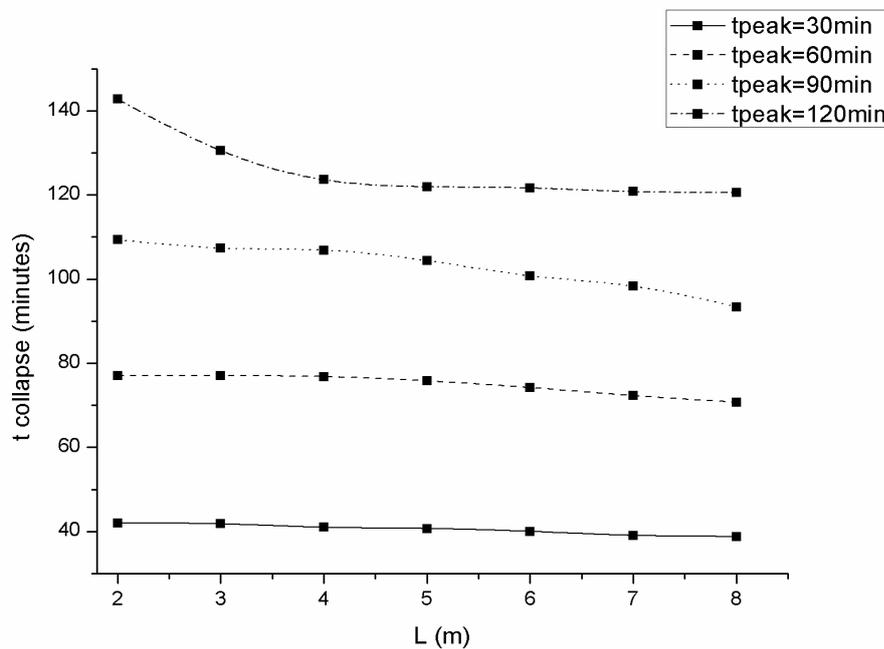
La figure ci-dessous montre que les situations les plus critiques vis-à-vis de la rupture tardive qui se produit entre 3 et 23 minutes après  $t_{peak}$  pour la section S220x6.3\_8D16\_e30\_C30, se présentent pour des colonnes courtes à faible élancement.

Lorsque les colonnes sont chauffées pendant 30 minutes, la longueur n'a pratiquement aucune influence sur la résistance au feu (en termes de temps de ruine): une colonne de 2m se rompt environ 12 minutes après le début du refroidissement tandis qu'une colonne quatre fois plus longue (8m) Après 9 minutes.

Pour  $t_{peak} = 60$  minutes, le  $t_{collapse}$  diminue de 6 minutes, en passant d'une longueur de 2m à une longueur de 8m. Son influence est faible pour ce feu aussi.

Pour les feux de plus longue durée, l'influence de ce paramètre est plus grande, le temps de ruine devient sensible à la longueur de la colonne. Par exemple, pour  $t_{peak} = 120\text{min}$ ,  $t_{collapse}$  diminue d'environ 22 minutes de 2m à 8m de longueur, mais cette influence est plus prononcée pour des longueurs de 2m, 3m et 4m. Le temps de résistance au feu diminue de plus de 12 minutes en passant d'une longueur de 2m à 3m, et de 7 minutes de 3m à 4m. Mais à partir de 4m, la longueur a une faible influence sur la durée de la résistance au feu.

Les résultats montrent également que pour les feux de plus longue durée, le risque de rupture tardive diminue à mesure que la longueur de la colonne augmente.



**Figure III. 18 :** Influence de la longueur du poteau

### III.4.2.8 Influence de la résistance caractéristique du béton

La figure III.19 montre l'influence de la résistance du béton sur le temps de résistance au feu de la section S150x5\_4D16\_e30 sous différentes phases d'échauffement.

Tout d'abord, on peut noter qu'une rupture tardive est présente dans cette section pour les deux feux avec  $t_{peak} = 30\text{min}$  et  $t_{peak} = 60\text{min}$ , puis, l'insensibilité de  $t_{collapse}$  à la résistance du béton pour toutes les durées de feu.

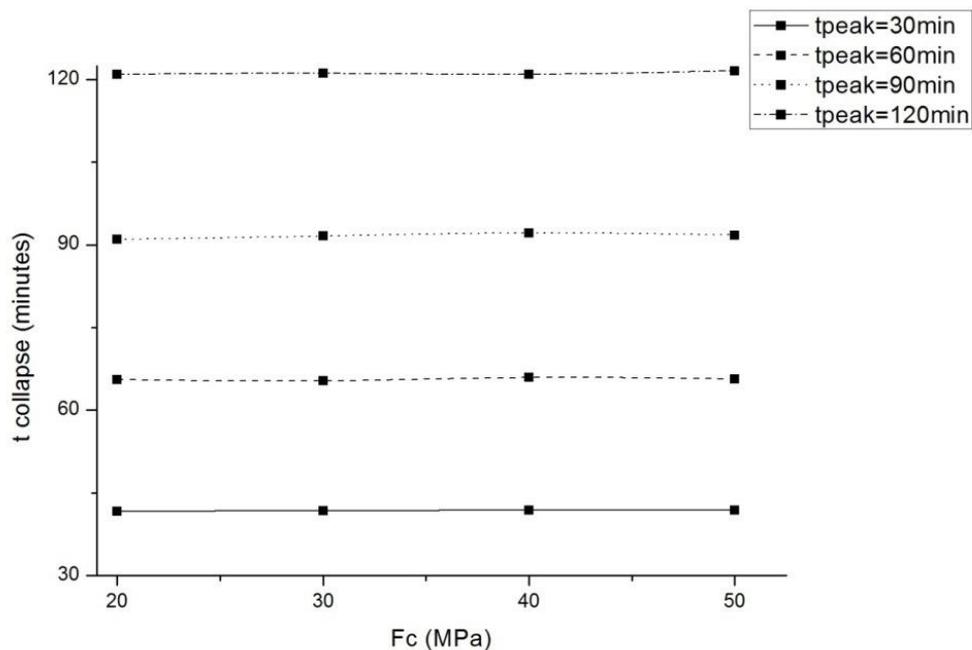


Figure III. 19 : Influence de la résistance à la compression du béton

### III.5 CONCLUSION

Un modèle numérique a été utilisé dans cette étude pour des colonnes mixtes acier-béton simplement appuyées, axialement chargées et chauffées sur quatre côtés, pour mettre en évidence le phénomène de rupture tardive de ce type de colonnes pendant ou après la phase de refroidissement d'un feu. Les résultats montrent qu'une rupture pendant la phase de refroidissement d'un incendie est un événement possible même après plusieurs minutes après la fin de la phase d'échauffement.

Les principaux mécanismes de ces ruptures tardives résident dans le fait que les températures dans les zones centrales du noyau de béton peuvent continuer à augmenter même après que la température du gaz retourne à la température ambiante, et aussi dans le

fait que le béton peut perdre de la résistance supplémentaire durant le refroidissement par rapport à la situation à température maximale.

Des études paramétriques ont été réalisées au moyen de ce modèle numérique afin d'étudier les principaux paramètres affectant directement cette rupture tardive de colonnes mixtes sous feu naturel.

Il a été démontré que les situations les plus critiques en cas de rupture tardive se produisent pour les feux de courte durée, pour les colonnes à faible élancement (longueur courte et/ou section massive), pour les colonnes de faible épaisseur et pour les noyaux en béton avec un taux d'armature important.

## IV.1 INTRODUCTION

Le logiciel d'éléments finis (EF) ABAQUS (ABAQUS 2012) a été utilisé pour créer un modèle EF permettant de simuler le comportement des colonnes mixtes. ABAQUS propose deux méthodes pour simuler le feu. La première méthode consiste en une analyse découplée, dans laquelle l'analyse structurelle dépend de l'analyse thermique, mais l'analyse thermique est indépendante de l'analyse des contraintes. Le champ de température de la colonne est affecté à l'analyse de contrainte via un champ prédéfini. Cette méthode permet d'économiser du temps de calcul mais n'est pas aussi précise que la seconde, car l'analyse des contraintes ne tient pas compte de la variation de la répartition de la température provoquée par les modifications de la taille de l'écart entre le tube en acier et le noyau en béton résultant du chargement.

La deuxième méthode est l'analyse des contraintes thermiques totalement couplées. Dans cette méthode, les analyses thermique et de contrainte sont fortement interdépendantes; par conséquent, dans ce cas, le champ de température est affecté par l'écart entre le tube en acier et le noyau en béton. La conductance thermique entre l'acier et le béton diminue à mesure que l'écart entre eux s'élargit lors du chargement de la colonne. Cette méthode est plus précise mais prend beaucoup de temps et peut prendre plusieurs jours de temps de calcul.

On a décidé d'utiliser l'analyse des contraintes thermiques couplées séquentiellement pour développer le modèle EF en raison de son gain de temps de calcul. Il s'avère également que les résultats obtenus sont raisonnablement précis, comme l'ont démontré les études d'Espinosa et al. [52] et Han et al. [53]. Dans cette méthode, les éléments de l'analyse thermique et de l'analyse des contraintes doivent appartenir à la même famille et il est préférable d'utiliser le même maillage dans les deux modèles pour résoudre les problèmes de convergence. L'analyse du transfert de chaleur et l'analyse des contraintes vont être discutées en détail dans ce chapitre.

## IV.2 DESCRIPTION DU MODELE ELEMENT FINI

### IV.2.1 Modèle thermique

#### IV.2.1.1 Propriétés des matériaux

##### a) béton

###### ❖ Densité

La densité du béton ( $\rho_c$ ) à des températures élevées dépend principalement des granulats, de la teneur en eau et de la température. La valeur de  $\rho_c$  diminue progressivement avec l'augmentation de la température pour la plupart des bétons, à l'exception du béton de granulats calcaires [54]. Ce dernier produit une forte diminution en raison de la décarbonatation du calcaire à des températures supérieures à 600 °C. Le modèle empirique présenté dans Eurocode-2 [3] qui décrit la variation de la densité du béton en fonction de la température, a été utilisé dans le modèle EF décrit dans ce chapitre. Selon ce modèle, le déclin de la densité était de 8,5% lorsque la température atteignait 800 °C.

###### ❖ Teneur en eau

À des températures élevées, l'eau liée chimiquement dans le béton est libérée progressivement en tant qu'eau libre, qui s'évapore ensuite en tant que partie du mélange gazeux. Au cours des processus de changement de phase, le béton absorbe de la chaleur supplémentaire, ce qui affecte l'évolution de la température dans le béton. Au lieu d'effectuer une analyse thermohydromécanique couplée complexe, la chaleur spécifique du béton ( $C_c$ ) est souvent révisée pour refléter cette influence lors de l'analyse du transfert de chaleur.

La teneur en eau d'équilibre standard pour le béton normal qui n'a pas été soumis à un mouillage spécial est d'environ 1,5 à 2% du poids du béton [55]. Pour une colonne CFSHS, toutefois, le béton est durci à l'intérieur du tube en acier et la perte d'humidité peut être considérée comme négligeable. Pour cette raison, les chercheurs ont généralement supposé que les colonnes CFSHS avaient une teneur en eau élevée en poids de béton. Différentes valeurs ont toutefois été adoptées par différents chercheurs. Kodur et Lie [56] ont supposé que la teneur en eau dans le béton était de 10% en volume. Si la densité du béton est de 2300 kg/m<sup>3</sup> [2], la valeur correspondante en poids adoptée par Kodur et Lie [56] était en réalité de 4,35%. D'autre part, une valeur de 5% a été supposée par Lu et al. [57], alors que 4% ont été utilisés par Renaud [58]. Plus récemment, Espinos et al. [52] ont utilisé une valeur de 3% pour le béton avec agrégats siliceux et de 10% pour le béton avec agrégats calcaires, et Hong et Varma [59] ont adopté une valeur de 7% dans leurs simulations.

Dans nos simulations une valeur de 4% a été adoptée pour des granulats siliceux.

## ❖ Conductivité thermique et chaleur spécifique

Des modèles de conductivité thermique et de chaleur spécifique du béton sont disponibles dans l'Eurocode-4 [2]. Les chercheurs ont largement utilisé ces modèles, dont les détails ont été donnés en chapitre 1.

De nombreux facteurs peuvent affecter les propriétés thermiques du béton, telles que la teneur en eau, le type de granulat, le ciment, le volume et la distribution des pores, ainsi que les méthodes de test utilisées [54].

L'Eurocode-4 propose un modèle de limite inférieure et un modèle de limite supérieure pour le calcul de  $\lambda_c$ . Il est recommandé dans Eurocode-4 (2005) d'utiliser le modèle de limite supérieure, car il a été dérivé d'essais sur des éléments structurels mixtes acier-béton. L'influence du type de granulat n'a pas été prise en compte dans les modèles EC4.

L'influence de l'humidité sur l'évolution de la température dans le béton est souvent prise en compte en révisant la chaleur spécifique du béton ( $c_c$ ). Comme recommandé dans l'Eurocode-4, un pic situé entre 100 °C et 115 °C, avec une diminution linéaire entre 115 °C et 200 °C, est introduit dans la formulation de la chaleur spécifique du béton. Pour le point de pic, la chaleur spécifique correspondante  $c_{c \text{ peak}}$  est de 2020 J / kg K pour une teneur en eau de 3% du poids du béton, tandis que  $c_{c \text{ peak}}$  est de 5600 J / kg K pour une teneur en eau de 10% du poids du béton [2].

Dans le modèle EF, les propriétés thermiques du béton ont été prises de l'EN1994-1-2 [2].

### **b) Acier**

À des températures élevées, la densité de l'acier ( $\rho_s$ ) est souvent considérée comme indépendante de la température de l'acier. Elle est spécifiée à 7 850 kg/m<sup>3</sup> dans Eurocode-4 (2005). La conductivité thermique et la chaleur spécifique sont deux propriétés thermiques principales de l'acier qui influencent l'évolution de la température. Kodur et al. [60] ont comparé les modèles empiriques de conductivité thermique et de chaleur spécifique pour l'acier de l'Eurocode-4 (2005) avec les données de test publiées. En général, il y a peu de différence entre les deux modèles.

Dans le modèle EF, la conductivité thermique et la chaleur spécifique de l'acier sont déterminées comme indiqué dans Eurocode-3 (2005). Eqs. (I.6) , (I.7) et (I.12-I.15) montrent respectivement la conductivité thermique et la chaleur spécifique de l'acier selon l'Eurocode 3 (2005).

Eurocode-1 (2002) recommande un coefficient de transfert de chaleur par convection ( $\alpha_c$ ) de 35 W/m<sup>2</sup> K, et Eurocode-4 (2005) recommande un coefficient d'émissivité de 0,7 pour l'acier. Ces valeurs sont utilisées dans cette recherche pour analyser les distributions de température dans les éléments structuraux.

#### IV.2.1.2 Contact thermique à l'interface acier-béton

Il est largement admis qu'un intervalle d'air peut se développer à l'interface entre le tube en acier et le noyau de béton lorsqu'une colonne de CFSHS est exposée au feu (Ding et Wang [34]). Deux raisons peuvent expliquer cela: (a) un écart initial entre les deux composants peut déjà exister en raison du retrait du béton et (b) l'acier a un coefficient de dilatation thermique plus élevé que celui du béton et il y a un retard dans l'élévation de température dans le cœur du béton. Étant donné que le tube en acier et le béton ne sont pas parfaitement en contact au niveau de l'interface, une conductance de contact thermique ( $h_j$ ) peut être utilisée pour refléter la résistance thermique de l'interface.

Différentes valeurs de  $h_j$  ont été suggérées par différents chercheurs. Sur la base d'une analyse de sensibilité, Espinos et al. [52] ont suggéré que  $h_j$  peut être considéré comme ayant une valeur constante de 200 W/m<sup>2</sup> K, alors qu'une valeur constante différente de 100 W/m<sup>2</sup> K était utilisée par Lu et al. [57]. En outre, certains chercheurs ont supposé que les températures de l'acier et du béton à l'interface tube en acier-béton étaient égales (Hong et Varma, [59]). Cela conduirait à une valeur infinie pour  $h_j$ , ce qui est le cas lorsque la contrainte «TIE» est utilisée dans ABAQUS.

Ghojel [61,62] a fait l'effort pour mesurer  $h_j$  dans les colonnes CFSHS. Ghojel a effectué un essai sur une colonne mixte carrée de 150 mm de largeur et une colonne circulaire de 140 mm de diamètre. Les deux échantillons avaient une longueur de 420 mm et l'épaisseur des tubes était de 6 mm. Les tests ont été effectués jusqu'à ce que les températures de surface de l'acier atteignent 540 ° C et 700 ° C pour les éprouvettes carrées et circulaires, respectivement. Il convient de noter qu'aucune charge n'a été appliquée sur les échantillons lors de l'exposition à des températures élevées.

La figure 4.1 montre les valeurs  $h_j$  mesurées à quatre endroits sur l'interface du spécimen circulaire testé par Ghojel (2004). Bien que les valeurs globales correspondent, les différences entre les valeurs de  $h_j$  mesurées à différents endroits étaient significatives. Le  $h_j$  le plus élevé était presque six fois le plus bas. Ghojel (2004) attribue cela à la différence de géométrie interfaciale et de taille des interstices due à la composition inégale des agrégats et au

réchauffement de l'échantillon. Sur la base des mesures moyennes, Ghojel a proposé les équations d'équation. (IV.1) et (IV.2) pour  $h_j$  dans les colonnes mixtes carrée et circulaire:

$$h_j = 336.9 - 268.1 \exp(-18.2T_s^{-0.845}) \quad \text{pour les colonnes carrées} \quad (\text{IV.1})$$

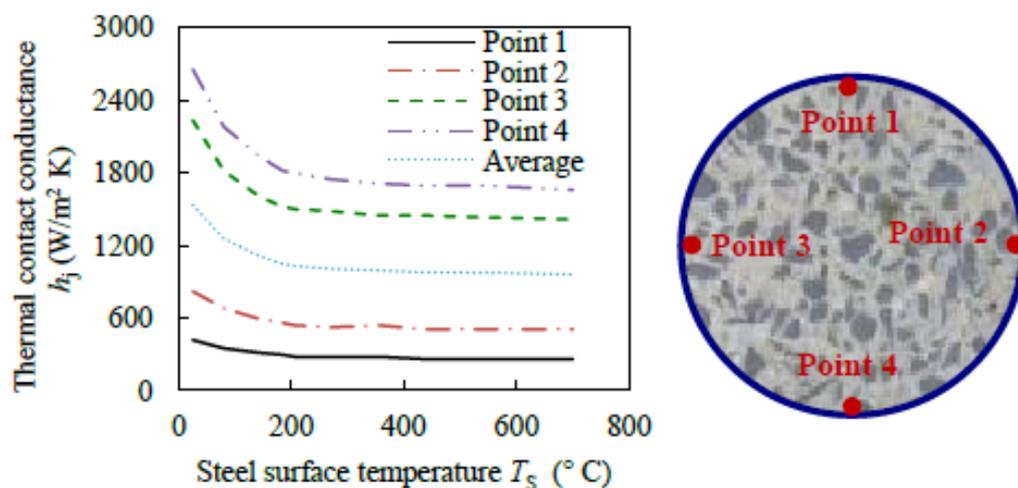
$$h_j = 1926 - 765.8 \exp(-339.9T_s^{-1.4}) \quad \text{pour les colonnes circulaires} \quad (\text{IV.2})$$

Où  $T_s$  est la température de la surface de l'acier

L'équation (IV.2) a été utilisé provisoirement par Ghojel (2004) pour prédire l'évolution de la température dans les colonnes mixtes. Les résultats numériques ont été comparés aux températures mesurées dans deux colonnes testées par Chabot et Lie [63], et il a été constaté que la concordance entre les températures prédites et les températures mesurées n'était pas assez bonne. Pour améliorer la précision des prédictions, Ghojel a révisé l'équation Eq. (IV.2) et propose une nouvelle formule pour les colonnes circulaires, comme indiqué dans l'équation (IV.3):

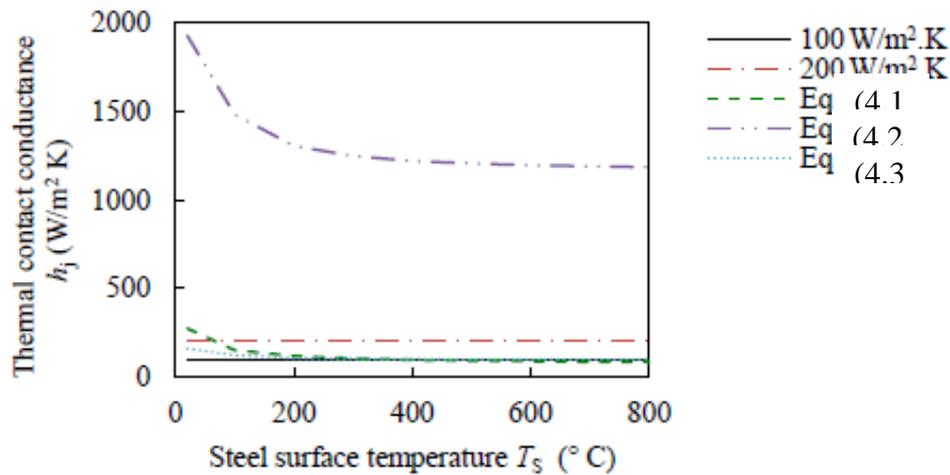
$$h_j = 160.5 - 63.8 \exp(-339.9T_s^{-1.4}) \quad (\text{IV.3})$$

Les valeurs de  $h_j$  données par l'équation (IV.3) sont 12 fois plus petites que celles données par l'équation (IV.2). Ghojel a expliqué la révision en déclarant que les mesures précédentes de  $h_j$  avaient été effectuées sur des échantillons non chargés, ce qui ne refléterait pas l'état réel des colonnes lors d'un incendie.



**Figure IV-1** :  $h_j$  mesurées en fonction de la température (Ghojel 2004) [62]

La figure IV.2 compare les valeurs de  $h_j$  suggérées par différents chercheurs. Quand les équations (IV.1) et (IV.3) sont utilisées, la valeur de  $h_j$  décroît nettement de la température ambiante à environ 200 °C où elle atteint une valeur presque constante assez proche de 100 W/m<sup>2</sup> K.



**Figure IV-2 :** Comparaison des  $h_j$  recommandés par différents chercheurs [64]

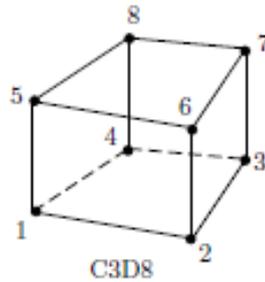
Dans cette étude deux modèles de la conductance de contact thermique ( $h_j$ ) ont été utilisés, le modèle de Ghojel pour les sections carrées où la conductance thermique est fonction de la température, représenté par l'équation (IV.1), le modèle considérant une valeur constante de  $h_j = 200 \text{ W/m}^2 \text{ K}$  comme il a été suggéré par Ding, & Wang [34] et Espinos. A et al [52]. En plus du modèle considérant le contact thermique parfait ( $h_j = 0$ ) simulé par le type de contact « TIE ».

#### IV.2.1.3 Type d'élément, géométrie et taille du maillage

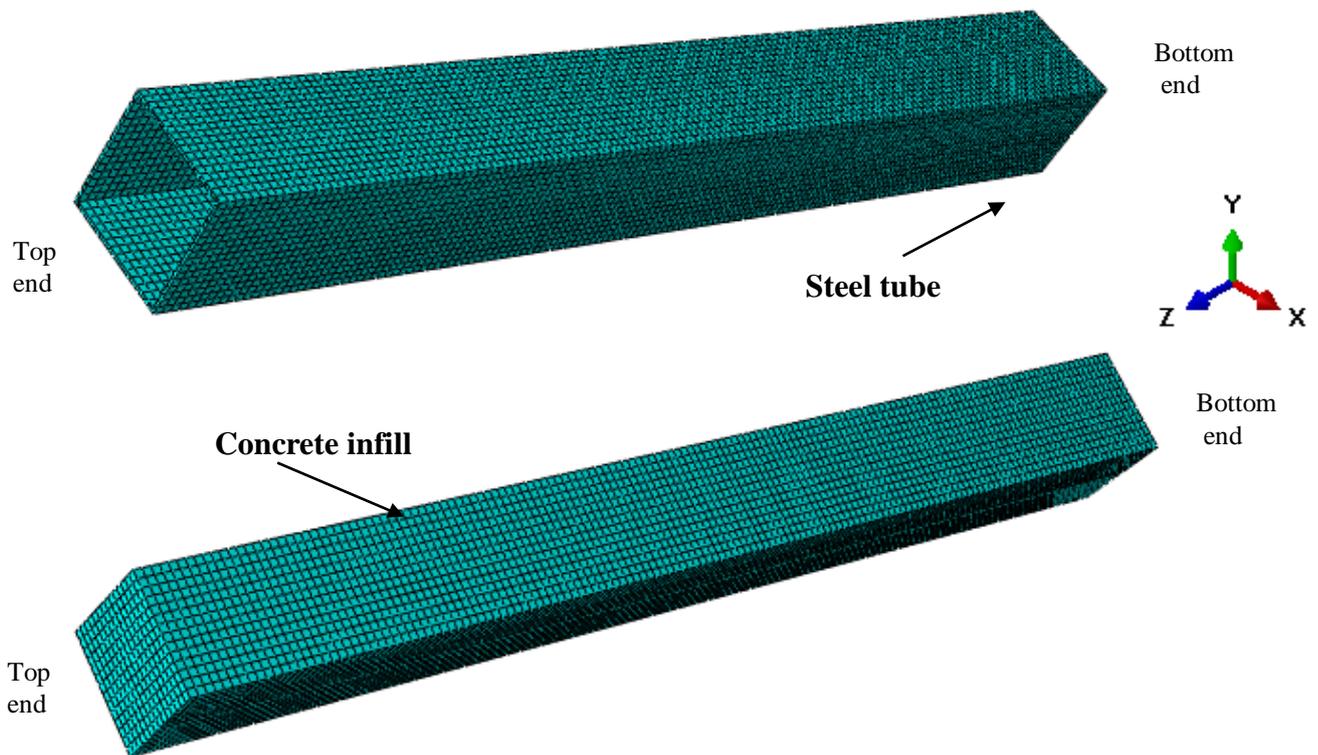
Dans la simulation de la réponse thermique des éléments structuraux, une approche d'analyse séquentielle thermo-contrainte a souvent été adoptée et validée par divers tests. Dans ce type d'analyse, la réponse structurelle d'un élément aux températures élevées dépend du champ de température, mais la réponse thermique de l'élément est indépendante de la réponse structurelle. Pour cette raison, l'influence de la charge axiale et des contraintes d'extrémité sur l'évolution de la température des colonnes mixtes n'est pas prise en compte dans l'analyse de transfert de chaleur suivante.

Le code de calcul généraliste ABAQUS (2012) a été utilisé pour analyser le transfert de chaleur. Des modèles EF tridimensionnels ont été développés dans lesquels des éléments de

transfert de chaleur à huit noeuds (DC3D8) ont été utilisés pour modéliser le noyau en béton et le tube en acier. Une étude de convergence de maillage a été réalisée afin d'identifier une densité de maillage appropriée afin d'obtenir des résultats fiables dans des délais de calcul raisonnables. Un modèle typique, qui représente une colonne mixte est présenté à la figure IV.4. La taille maximale des mailles est de 20mm



**Figure IV-3** Définition des éléments solides dans ABAQUS [64]



**Figure IV-4** : Modèle EF des colonnes CFSHS

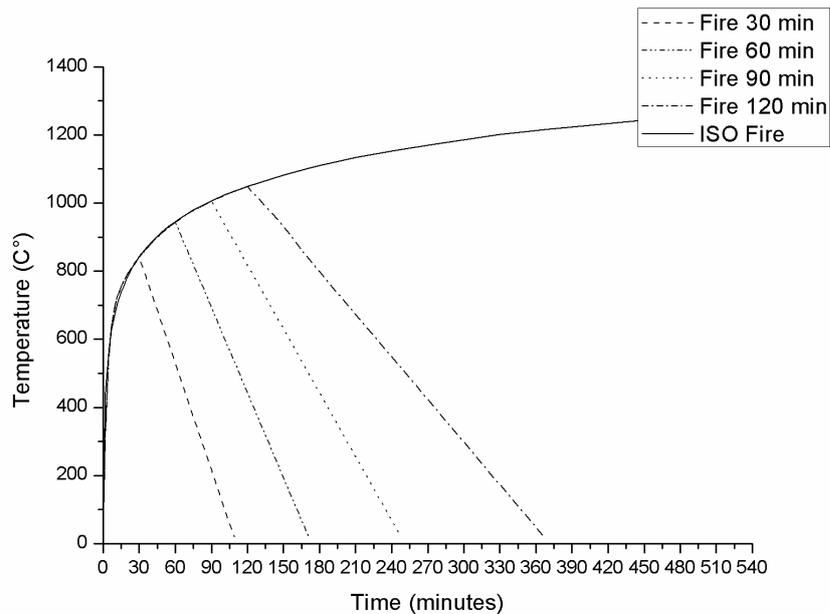
#### IV.2.1.4 Conditions aux limites

Les conditions aux limites thermiques consistent en un rayonnement thermique et une convection forcée. Le rayonnement thermique est défini par l'émissivité de l'acier, prise égale à 0,7, tandis que le coefficient de convection forcée est supposé être de 35 W/m<sup>2</sup>K.

La constante de Stefan-Boltzmann est prise égale à  $\sigma = 5,67.10^{-8} \text{ w m}^{-2} \text{ K}^{-4}$ .

Dans le modèle EF, les quatre courbes de températures utilisées en chapitre 3 et établies à partir du modèle de feu paramétrique de l'annexe A de l'Eurocode 1 qui représente l'action d'un feu naturel, ont été adoptées.

La figure IV.5 montre les courbes des différents incendies qui se différencient les uns des autres par la durée de la phase d'échauffement, de 30 à 120 minutes.



**Figure IV-5** : Les courbes de feu considérées

#### IV.2.1.5 Analyse et discussion

Afin d'étudier le l'effet de la conductance thermique sur les colonnes mixtes en situation d'incendie naturel, un exemple est utilisé dans l'analyse. Les détails de cet exemple sont énumérés ci-dessous:

Forme de la colonne: carré

Largeur de colonne (B) × épaisseur (t): 300 × 8mm

Matériau béton: béton siliceux 30 MPa

Matériau en acier : 355MPa

Longueur de colonne: 3000 mm.

La longueur totale de la colonne est chauffée conformément aux quatre courbes de la figure IV.5.

L'influence de la conductance de contact thermique ( $h_j$ ) sur l'évolution de la température est illustrée aux figures IV.6, IV.7, IV.8 et IV.9. Des valeurs de  $h_j$  constante, dépendante de la température et nulle ont été utilisées dans les calculs.

- ✓ *Modèles avec conductance constante  $h_j = 200W/m^2K$  et conductance dépendant de la température  $h_j = f(T)$*

Dans la section d'acier le modèle de Ghojel donne des températures légèrement plus grandes que celles du modèle avec une conductance constante d'environ 20°C de plus lors de la phase de l'échauffement pour tous les feux. Cependant lors du refroidissement c'est l'inverse qui se produit, et c'est donc le modèle de Ghojel qui donne les températures les plus basses, avec une différence qui reste négligeable pour les feux courts et moyens, et un peu plus importante pour les feux les plus longs (environ 22°C pour le feu 120).

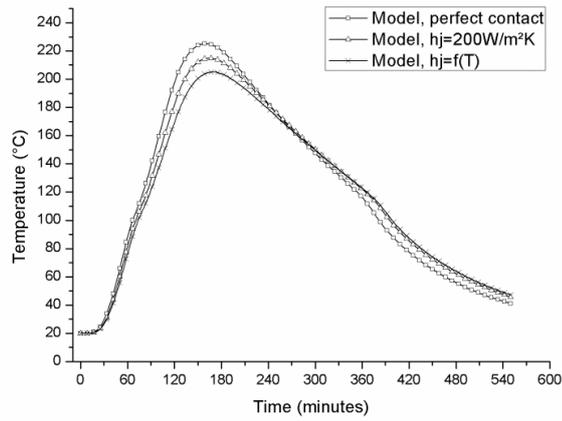
Dans la section du béton on note pas de différence de températures des deux modèles en phase d'échauffement, sauf pour le feu120 ou le modèle avec conductance constante donne des valeurs de températures légèrement plus élevées que celles données par le modèle de Ghojel [61].

En phase de refroidissement la différence est présente pour tous les feux, mais elle reste petite (18°C max) pour les feux 30 et 60 et c'est le modèle avec valeur constante qui donne les températures les plus élevées. Pour les feux 90 et 120, c'est d'abord ce dernier modèle qui donne les valeurs les plus grandes, ensuite c'est l'inverse qui se produit en phase de post-refroidissement.

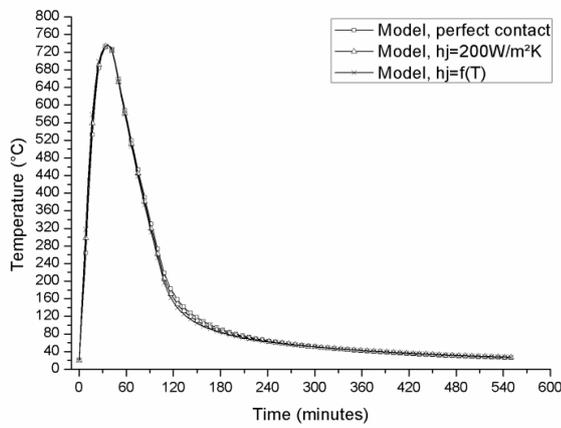
A l'interface, et en phase d'échauffement, on note un maximum de différence de 20°C entre les températures données par les deux modèles, sachant que c'est le modèle de Ghojel qui donne les températures les plus grandes.

Lors du refroidissement, la différence est négligeable sauf pour le cas du feu120 ou cette fois-ci c'est les températures données par la valeur constante de conductance qui dépassent légèrement celles du modèle de Ghojel (un écart max de 23°C).

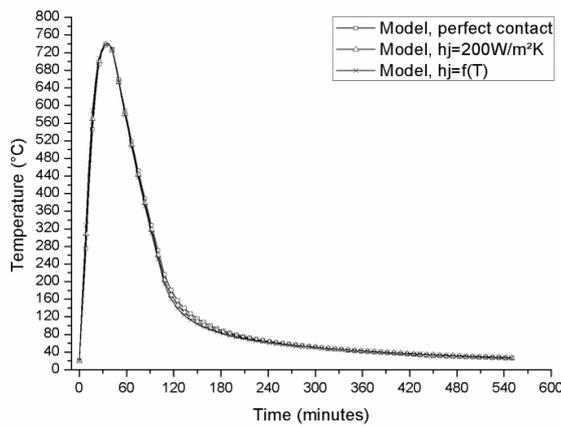
De cette comparaison entre les températures obtenues en prenant une valeur constante de la conductance thermique de contact, et celles obtenues avec la formule de Ghojel ou la conductance est fonction de la température, on constate que les différences sont tellement petites que cela puisse permettre de retenir une valeur constante de la conductance.



(a) *Nœud du centre*

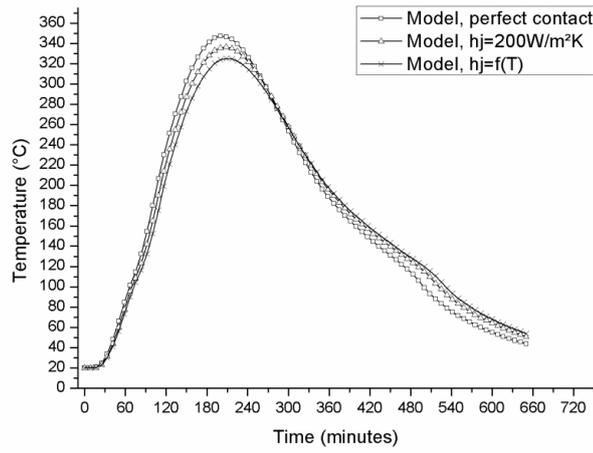


(b) *Nœud d'interface*

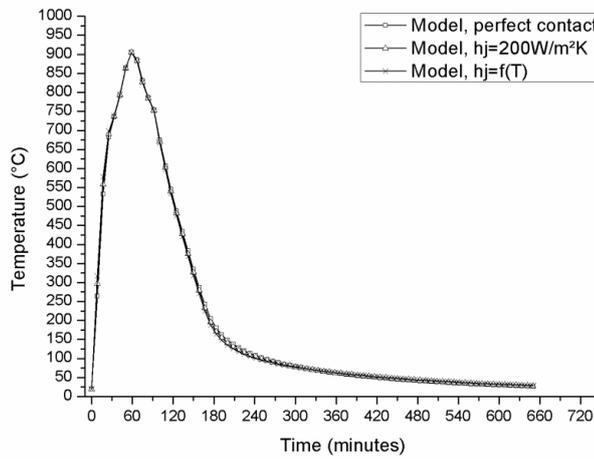


(c) *Nœud du coin*

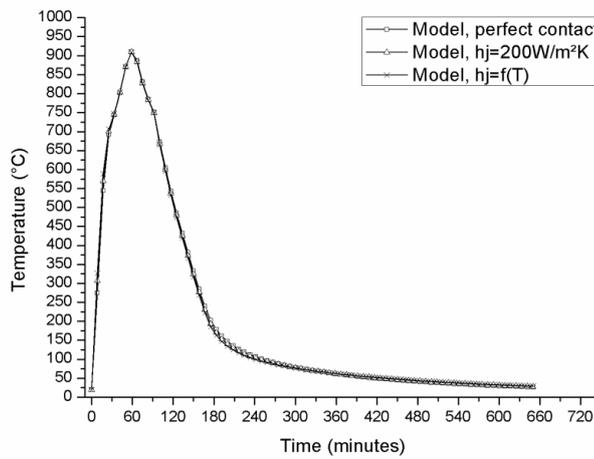
**Figure IV-6:** Températures sous feu 30 avec différentes conductance



(a) *Nœud du centre*

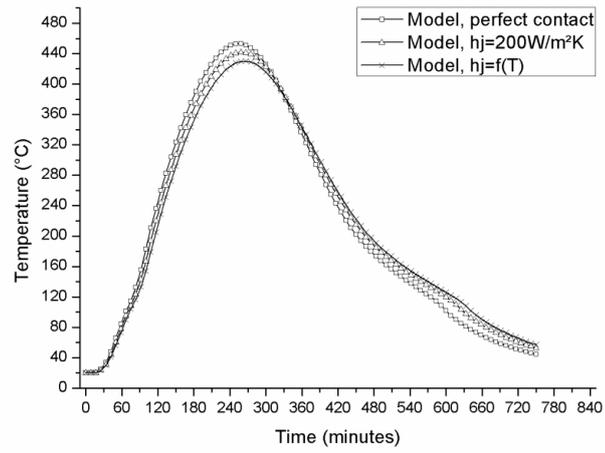


(b) *Nœud d'interface*

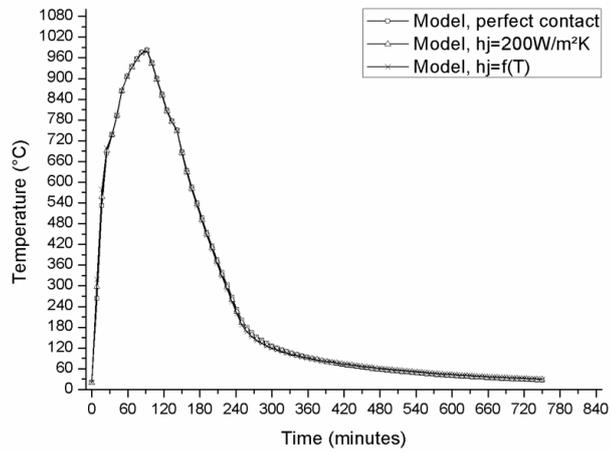


(c) *Nœud du coin*

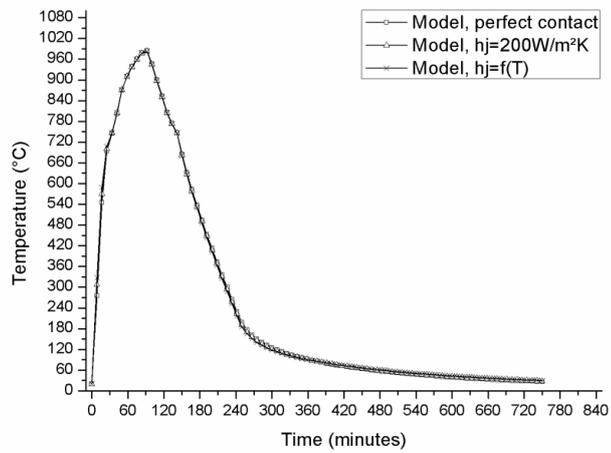
**Figure IV-7:** Températures sous feu 60 avec différentes conductance



(a) *Nœud du centre*

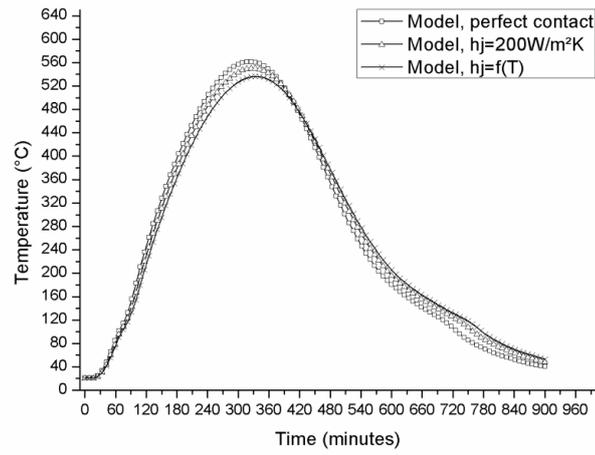


(b) *Nœud d'interface*

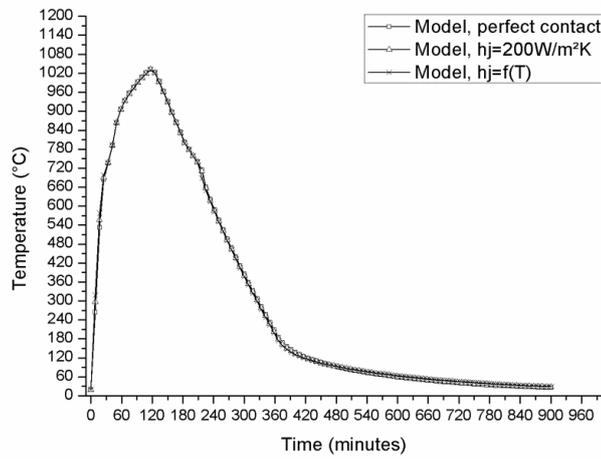


(c) *Nœud du coin*

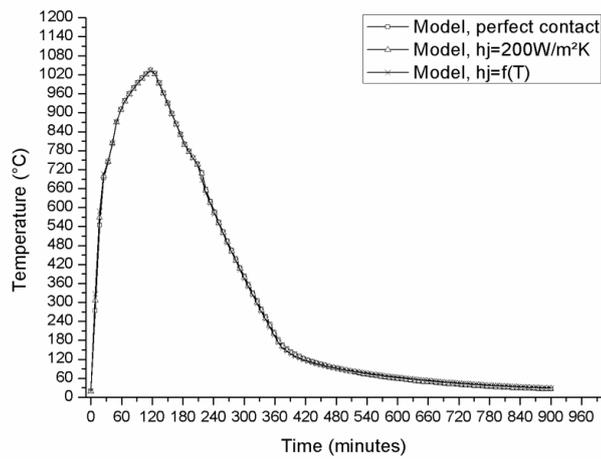
**Figure IV-8:** Températures sous feu 90 avec différentes conductance



(a) *Nœud du centre*



(b) *Nœud d'interface*



(c) *Nœud du coin*

**Figure IV-9:** Températures sous feu 120 avec différentes conductance

- ✓ *Modèles avec contact thermique parfait ( $h_j = 0$ ) et contact thermique non parfait ( $h_j = 200W/m^2K$ )*

Les températures données par le modèle de contact thermique non parfait avec une valeur constante de la conductance, sont comparées à celles données en considérant le contact thermique parfait à l'interface acier-béton.

A la surface de l'acier ainsi qu'à l'interface, les températures issues de l'hypothèse d'un contact non parfait sont plus grandes que celles calculées avec un contact parfait durant les 30 premières minutes d'échauffement pour les tous les feux, avec un écart max de 34°C.

En phase de refroidissement, c'est le contact parfait qui donne des valeurs de températures supérieures mais avec des petits écarts négligeables (10°C max).

Dans la section du béton et particulièrement la partie centrale du noyau, on note pas de différence de températures pour les feux 30 et 60. Par contre pour des feux plus longs (90 et 120) l'écart entre les températures se pointe de plus en plus tout en restant petit (max 17°C) avec comme valeurs supérieures celles issues du contact thermique parfait, contrairement au cas de la section d'acier.

Durant le refroidissement on observe l'inverse avec comme températures supérieures celles du contact thermique non parfait jusqu'à la phase du post-refroidissement ou de nouveau c'est le contact parfait qui donne les températures les plus grandes, mais avec ce l'écart de température pour la section de béton reste faible.

On constate donc que durant la phase d'échauffement un contact thermique parfait sous-estime le champ de température dans la section d'acier, et surestime celui dans la section de béton par rapport au contact non parfait. Chose qui a déjà été constatée par Ding et Wang [34] sous feu ISO et confirmée par leurs essais.

Au delà 30 minutes d'exposition au feu lorsque la section d'acier atteint environ 700°C, la conductance de contact thermique n'a plus d'effet sur les températures de l'acier pour les quatre feux. Elle n'a également pas d'influence en phase de refroidissement.

Pour la section du béton c'est le contact parfait qui surestime légèrement le champ de température par rapport à celui issu du contact non parfait, mais la différence reste vraiment petite. Ce qui indiquerait qu'une plus petite quantité de chaleur est transférée dans le béton dans ce cas par rapport au cas où le contact est considéré parfait.

Cela peut s'expliquer par le fait que lorsque les surfaces sont en parfait contact, le béton qui est un matériau hautement isolant a tendance à ralentir la propagation de la chaleur dans la section d'acier exposée directement au feu. Mais lorsque l'on considère la présence d'une

résistance thermique à l'interface qui veut dire que les deux surfaces ne sont pas en parfait contact et que leurs températures ne sont pas identiques à cause de la présence d'un jeu d'air qui se développe entre elles, là l'effet isolant qu'a le béton sur le tube d'acier diminue et donc la température de ce dernier augmente par rapport à celle issue d'un contact parfait, surtout lors des 30 premières minutes lorsque le taux d'échauffement est très élevé ou la section d'acier peut déjà atteindre plus de 700°C. Alors que c'est l'inverse qui arrive à la section du béton.

On peut donc conclure que la prise en compte d'une résistance thermique à l'interface acier-béton, la présence d'air entre les deux surfaces, permettrait de transférer une plus grande quantité de chaleur dans l'acier et une plus petite dans le béton.

## IV.2.2 Modèle structurel

L'analyse de contrainte est divisée en deux étapes. Dans la première étape, une charge est appliquée à la colonne à température ambiante. La deuxième étape inclut le chargement de la première étape et la température de l'analyse thermique qui doit être introduite dans l'analyse des contraintes en tant que champ prédéfini à travers la deuxième étape. La non-linéarité géométrique est incluse dans l'analyse de contrainte.

### IV.2.2.1 Propriétés des matériaux

#### a) béton

La dilatation thermique du béton proposé dans l'Eurocode-2 [3] a été utilisée. Le modèle Eurocode pour la dilatation thermique des agrégats siliceux est donné par les équations (4.4) et (IV.5) :

$$\Delta l/l = 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 + 9 \times 10^{-6} \theta_c - 1,8 \times 10^{-4} \quad \text{si } \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \quad (\text{IV-4})$$

$$\Delta l/l = 14 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_c > 700^\circ\text{C} \quad (\text{IV-5})$$

pour un béton à granulats calcaires :

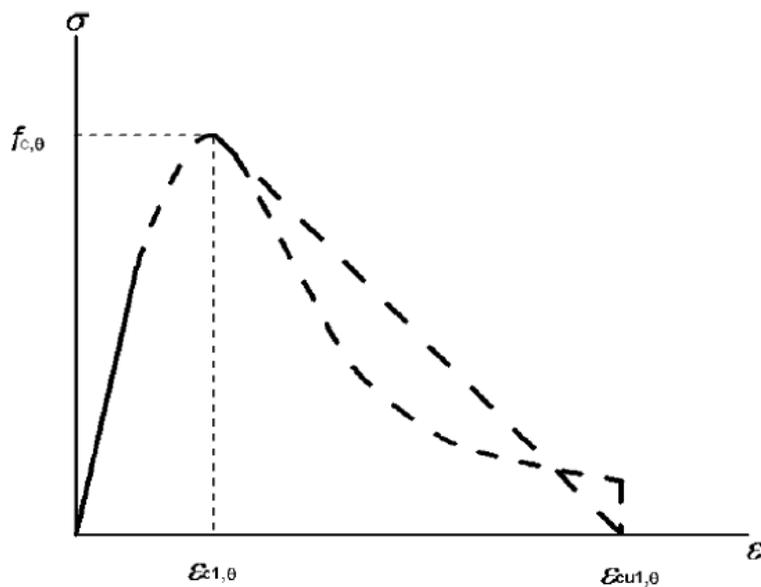
$$\Delta l/l = 1,4 \times 10^{-11} \theta_c^3 + 6 \times 10^{-6} \theta_c - 1,2 \times 10^{-4} \quad \text{si } \theta_c \leq 805^\circ\text{C} \quad (\text{IV-6})$$

$$\Delta l/l = 12 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_c > 805^\circ\text{C} \quad (\text{IV-7})$$

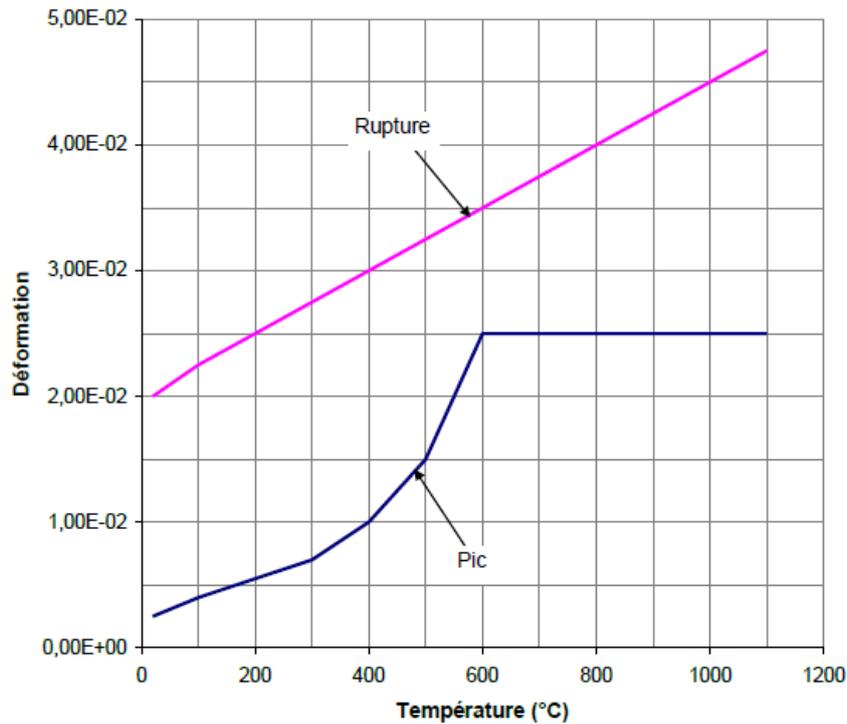
Où  $\theta_c$  est la température du béton (°C)

La relation contrainte-déformation et le facteur de réduction du béton dans Eurocode-2 (2005) ont été utilisés. L'équation contrainte-déformation est indiquée dans l'équation (IV.8) et la figure IV.10.

- pour  $\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$  
$$\sigma = 3 \frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \frac{f_{c,\theta}}{2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}}\right)^3} \quad (IV-8)$$
- pour  $\epsilon > \epsilon_{c1,\theta}$ , il est recommandé de considérer une branche descendante, linéaire ou non ;
- la résistance  $f_{c,\theta}$  est déterminée à partir du facteur de réduction  $k_{c,\theta}$  tel que  $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{c,20^\circ C}$  ;
- les déformations au pic  $\epsilon_{c1,\theta}$  et à la rupture  $\epsilon_{cu1,\theta}$  sont données en Figure IV.11.



**Figure IV.10 :** Courbe contrainte-déformation du béton en compression à température élevée [3]



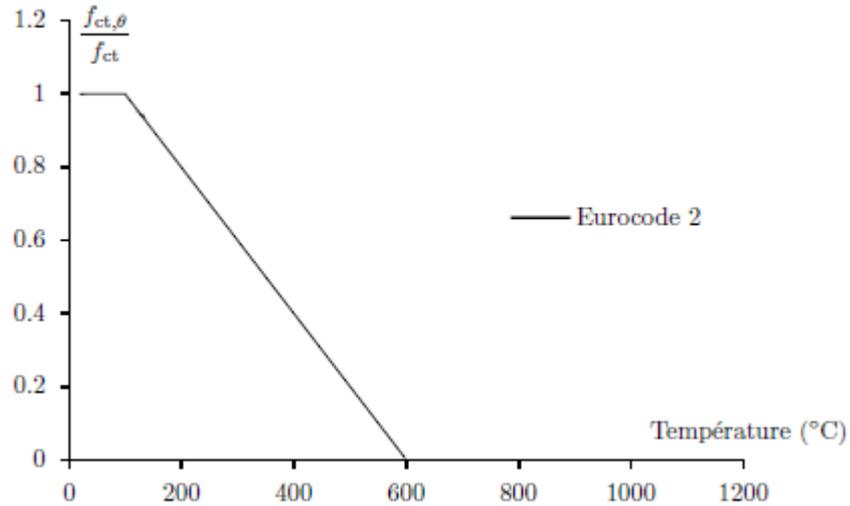
**Figure IV.11** : Déformations du béton en compression en fonction de la température [12]

Le modèle « Concrete damage plasticity » dans ABAQUS (2012) est utilisée pour définir le comportement en compression et en traction du béton. Dans ce modèle, les comportements de plasticité, de compression et de traction du béton doivent être définis. Pour la plasticité, toutes les valeurs par défaut des paramètres proposées par ABAQUS (2012) ont été adoptées. Le rapport du deuxième invariant de contrainte sur le méridien en traction sur celui sur le méridien en compression ( $K_c$ ) a été fixé à  $2/3$ ; l'excentricité potentielle du débit ( $e$ ) égale à  $0,1$ ; et le rapport entre la résistance à la compression sous charge biaxiale et la résistance à la compression uniaxiale ( $f_{b0} / f_c'$ ) égal à  $1,16$ . L'angle de dilatation est de  $35^\circ$  dans ce modèle.

La résistance à la traction du béton à la température ambiante ( $f_t$ ) a été décidée conformément à CEB-FIP [19] , comme indiqué dans l'équation. (IV.9). Pour considérer l'influence de la température sur la résistance à la traction du béton, la résistance à la traction du béton à haute température a été calculée en prenant en compte les facteurs de réduction à haute température proposés par l'Eurocode-2, indiqués à la figure IV.12.

La résistance à la traction du béton à la température ambiante ( $f_t$ ) en MPa est donnée par :

$$f_t = 1.4x(0.1xf_c')^{(2/3)} \quad (IV-9)$$



**Figure IV.12 :** Réduction de la résistance à la traction du béton sous l'effet de la température

**b) Acier**

Le modèle de l'Eurocode-3 [21] a été utilisé pour modéliser la relation contrainte-déformation et la dilatation thermique de l'acier. Ce modèle est indiqué dans le tableau IV.1.

**Tableau 4.1 :** Equations et paramètres de l'Eurocode3 pour les propriétés de l'acier

Plage de déformations	Contrainte $\sigma$	Module tangent
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,00	-
Paramètres	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$	$\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$
Fonctions	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	

$f_{y,\theta}$  : limite d'élasticité efficace;

$f_{p,\theta}$  : limite de proportionnalité;

$E_{a,\theta}$  : pente du domaine élastique linéaire;

$\epsilon_{p,\theta}$  : déformation à la limite de proportionnalité;

$\epsilon_{y,\theta}$  : déformation plastique;

$\epsilon_{t,\theta}$  : déformation limite en élasticité;

$\epsilon_{u,\theta}$  : déformation ultime.

Pour les températures inférieures à 400 °C, une alternative des relations contrainte-déformation par écrouissage est donnée par les équations (IV.10), (IV.11), (IV.12) et (IV.13) à condition que le voilement local ou le flambement global n'entraîne pas une ruine prématurée :

$$\text{- pour } 0,02 < \epsilon < 0,04 \quad \sigma_a = 50 (f_{u,\theta} - f_{y,\theta}) \epsilon + 2 f_{y,\theta} - f_{u,\theta} \quad (\text{IV-10})$$

$$\text{- pour } 0,04 \leq \epsilon \leq 0,15 \quad \sigma_a = f_{u,\theta} \quad (\text{IV-11})$$

$$\text{- pour } 0,15 < \epsilon < 0,20 \quad \sigma_a = f_{u,\theta} [1 - 20 (\epsilon - 0,15)] \quad (\text{IV-12})$$

$$\text{- pour } \epsilon \geq 0,20 \quad \sigma_a = 0 \quad (\text{IV-13})$$

où:

$f_{u,\theta}$  résistance ultime à température élevée, prenant en compte l'écrouissage.

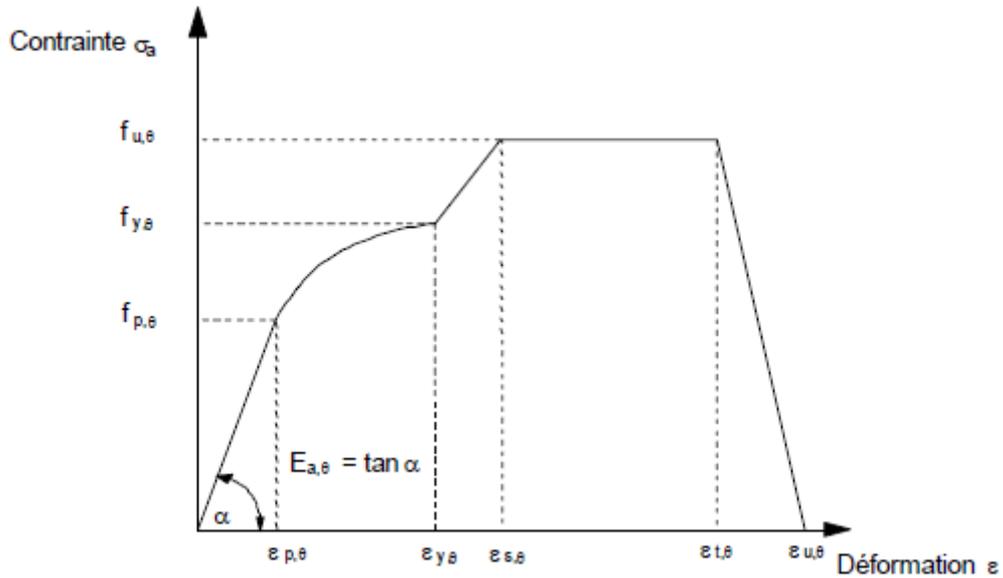
La résistance ultime à température élevée  $f_{u,\theta}$ , prenant en compte l'écrouissage est déterminée de la façon suivante :

$$\text{- pour } \theta_a < 300 \text{ °C} \quad f_{u,\theta} = 1,25 f_{y,\theta} \quad (\text{IV-14})$$

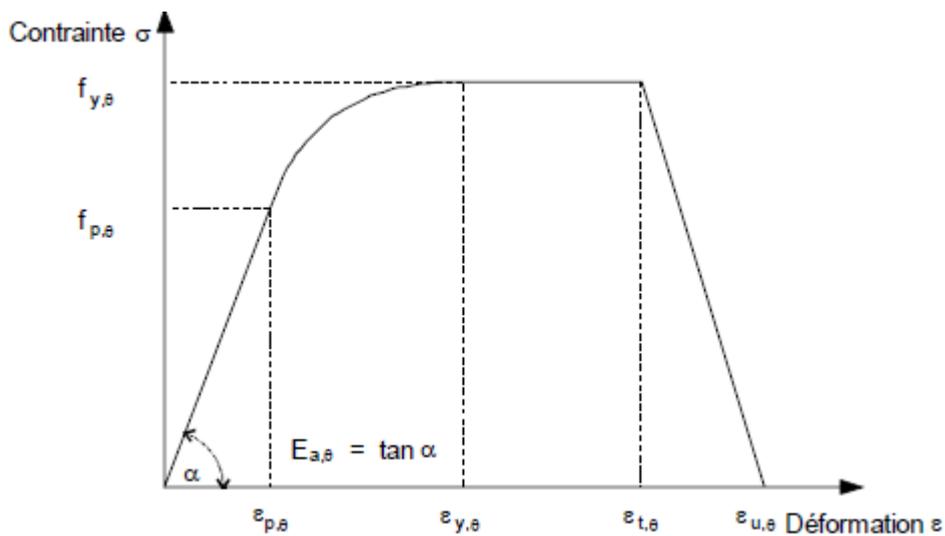
$$\text{- pour } 300 \text{ °C} \leq \theta_a < 400 \text{ °C} \quad f_{u,\theta} = f_{y,\theta} (2 - 0,0025 \theta_a) \quad (\text{IV-15})$$

$$\text{- pour } \theta_a \geq 400 \text{ °C} \quad f_{u,\theta} = f_{y,\theta} \quad (\text{IV-16})$$

La figure IV.13 montre les relation contrainte-déformation de l'acier avec et sans écrouissage.



a) avec écrouissage



b) sans écrouissage

**Figure IV.13 :** Relations contrainte-déformation de l'acier aux températures élevées.

La dilatation thermique de l'acier ( $\Delta l/l$ ) a été déterminé selon l'Eurocode3 comme indiqué ci-dessous :

- pour  $20\text{ °C} \leq \theta_a < 750\text{ °C}$   $\Delta l/l = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4}$  (IV-17)

- pour  $750\text{ °C} \leq \theta_a \leq 860\text{ °C}$   $\Delta l/l = 1,1 \times 10^{-2}$  (IV-18)

- pour  $860\text{ °C} < \theta_a \leq 1200\text{ °C}$   $\Delta l/l = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3}$  (IV-19)

où:

$l$  : longueur à 20 °C;

$\Delta l$  : dilatation induite par la température;

$\theta_a$  : température de l'acier [°C].

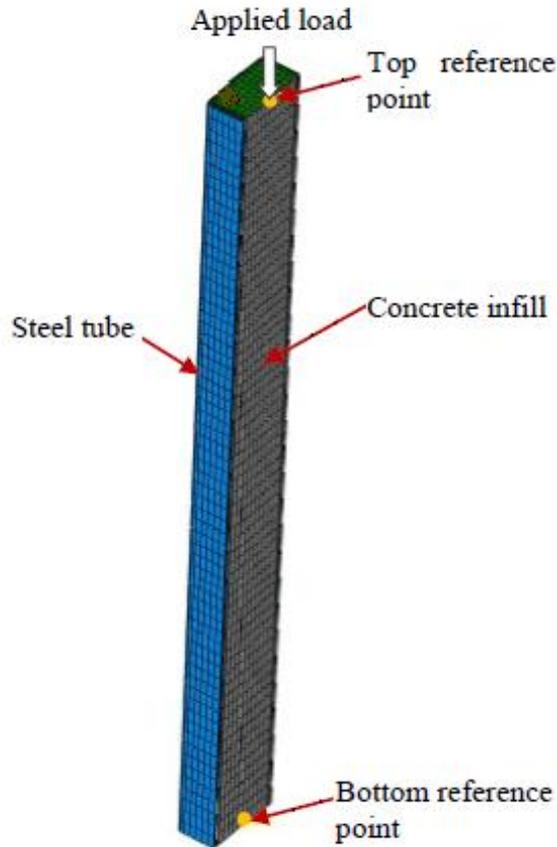
#### **IV.2.2.2 Interaction entre l'acier et le béton**

L'interaction entre le tube métallique et le noyau de béton est définie comme une option d'interaction de contact dans ABAQUS entre la surface interne du tube en acier et la surface extérieure du noyau en béton. La surface interne du tube a été choisie comme surface principale (master surface) tandis que la surface extérieure du béton a été choisie comme surface esclave (slave surface). Les propriétés mécaniques de cette interaction ont été définies dans les directions normale et tangentielle. Pour un comportement normal, une option de «hard contact» a été utilisée, impliquant que la pression agit entre les deux surfaces lorsqu'elles entrent en contact; par conséquent, la pression est nulle lorsque les deux surfaces ne sont pas en contact. Un modèle de frottement « friction » a été utilisé pour simuler le comportement tangentiel de la paire de contacts en utilisant un coefficient de frottement de 0,25. Cette valeur a également été utilisée par Tao et al. [20] et Han et al. [53] l'ont trouvée adaptée aux colonnes mixtes avec tube en acier rempli de béton.

#### **IV.2.2.3 Conditions aux limites et division d'éléments**

La condition limite supérieure a été modélisée en étant contrôlée par un point de référence situé au centre du sommet de la colonne. Une condition de limite articulée a été affectée à ce point. Un couplage a été supposé entre le point de référence et le sommet du tube d'acier.. À l'extrémité inférieure de la colonne, une condition de limite encastree a été affectée à un point de référence situé au centre de la base. Ce point de référence était couplé à l'extrémité inférieure de la colonne, de sorte qu'ils avaient la même déformation.

La figure IV.14 montre les détails du modèle. Toute la section et la longueur de la colonne ont été utilisées dans le modèle; la figure ne montre que la moitié de la section de la colonne pour plus de clarté.



**Figure IV.14 :** Modèle d'éléments finis pour l'analyse des contraintes

Dans le modèle d'analyse des contraintes, le même maillage d'élément que celui de l'analyse thermique a été adopté. Des éléments solides (C3D8I) ont été utilisés pour le béton et le tube d'acier. La dimension maximale des éléments est de 20mm. Par exemple, pour une colonne de section S300x300x8 et de longueur de 4m, un total de 40 050 éléments ont été utilisés, comprenant 29 400 éléments pour le béton, 10650 éléments pour le tube en acier.

#### **IV.2.2.4 Simulation de l'imperfection initiale**

Afin de d'introduire l'imperfection géométrique initiale des colonnes dans notre modèle, on a obtenu la forme déformée du premier mode de flambement de la colonne bi-articulée avec une analyse de type (Buckling), puis l'amplification au moyen d'un facteur d'imperfection pour la géométrie étudiée.

Différentes valeurs de la non-rectitude de la colonne allant de  $L/500$  à  $L/7500$  ont été proposées par les chercheurs. La tolérance donnée par l'EN 10210-2 (équation 4.20) pour les profilés creux laminés à chaud a été adoptée, ce qui donne une imperfection géométrique de

l'ordre  $h/500$  à mi-hauteur. Espinos et al [52] recommande même de ne pas dépasser cette valeur.

$$y(x) = \frac{h}{500} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (\text{IV.20})$$

#### **IV.2.2.5 Résultats et discussion**

##### **IV.2.2.5.1 Simulation simplifiée de l'imperfection initiale**

L'imperfection géométrique initiale des colonnes peut être simulée dans le modèle EF en tant que forme du premier mode de flambement de la colonne articulée multipliée par une amplitude. Une analyse distincte du flambement du modèle a été réalisée pour une colonne soumise à un chargement axial. La forme de flambement requise a été importée dans le modèle de contrainte en tant que forme géométrique initiale à partir de laquelle l'analyse doit être effectuée. L'amplitude est égale à la valeur de  $L / 500$ , comme indiqué précédemment.

La figure IV.14 montre le premier mode de flambement de la colonne, qui a ensuite été entré comme étape initiale de l'analyse des contraintes.



**Figure IV.15 :** Premier mode de flambement de la colonne

#### IV.2.2.5.2 Temps de ruine

Le modèle éléments finis a été utilisé pour prédire les temps de résistance au feu des colonnes mixtes en acier remplies de béton sous conditions de feu naturel. Le tableau IV.2 compare les temps de ruine (ou de résistance au feu) calculés avec des contacts thermiques parfait et non parfait.

**Tableau IV.2** : Comparaison des temps de ruine des colonnes mixtes donnés par SAFIR et ABAQUS

Temps de ruine (minutes)							
Feu 30		Feu 60		Feu 90		Feu 120	
SAFIR	ABAQUS	SAFIR	ABAQUS	SAFIR	ABAQUS	SAFIR	ABAQUS
37	36.28	67.72	64.71	105.18	101.93	154.1	150.89

Dans un premier lieu, nous avons comparé les temps de ruine sous différents feux donnés par les deux codes de calcul ABAQUS et SAFIR, en considérant les deux contacts thermique et mécanique parfaits (tableau IV.2). Cette comparaison est faite afin de vérifier la fiabilité des résultats numériques défaut de résultats expérimentaux.

Les résultats montrent que les deux codes donnent des valeurs presque identiques du temps de ruine.

Maintenant pour voir l'influence du contact mécanique sur le temps de ruine, on compare les temps de ruine issus de contacts (thermique et mécanique) parfaits à ceux donnés en considérant seulement le contact mécanique non parfait via le modèle de frottement de Coulomb défini dans ABAQUS.

Le tableau IV.3 donne les valeurs de  $t_{collapse}$  sous différents feux.

Les résultats montrent que la prise en compte d'un contact mécanique non parfait diminuerait les valeurs du temps de ruine par rapport à l'hypothèse de contact parfait. L'écart est de l'ordre d'environ 2 minutes pour les feux courts jusqu'à environ 16 minutes pour les feux longs.

Cette diminution annulerait l'hypothèse de rupture tardive pour certains feux, notamment les feux courts et moyens, puisque dans ces cas les ruptures se produisent en phase d'échauffement et pas en phase de refroidissement comme dans le cas de l'hypothèse du contact parfait.

Ceci peut être expliqué par une perte de résistance supplémentaire causée par la perte de l'action mixte entre le noyau de béton et le tube d'acier aux températures élevées lorsque on considère le contact non parfait, par rapport au cas où l'on considère le contact parfait qui fait que les deux composantes de la colonne mixte restent collées tout au long de l'exposition au feu.

**Tableau IV.3** : Temps de ruine donnés par différents types de contact

Temps de ruine (minutes)											
Feu 30			Feu 60			Feu 90			Feu 120		
CP	CMNP	CNP	CP	CMNP	CNP	CP	CMNP	CNP	CP	CMNP	CNP
36.28	34.46	33.61	64.71	55.9	53.74	101.93	92.95	89.65	150.89	134.56	127.05

\* CP : les deux contacts parfaits

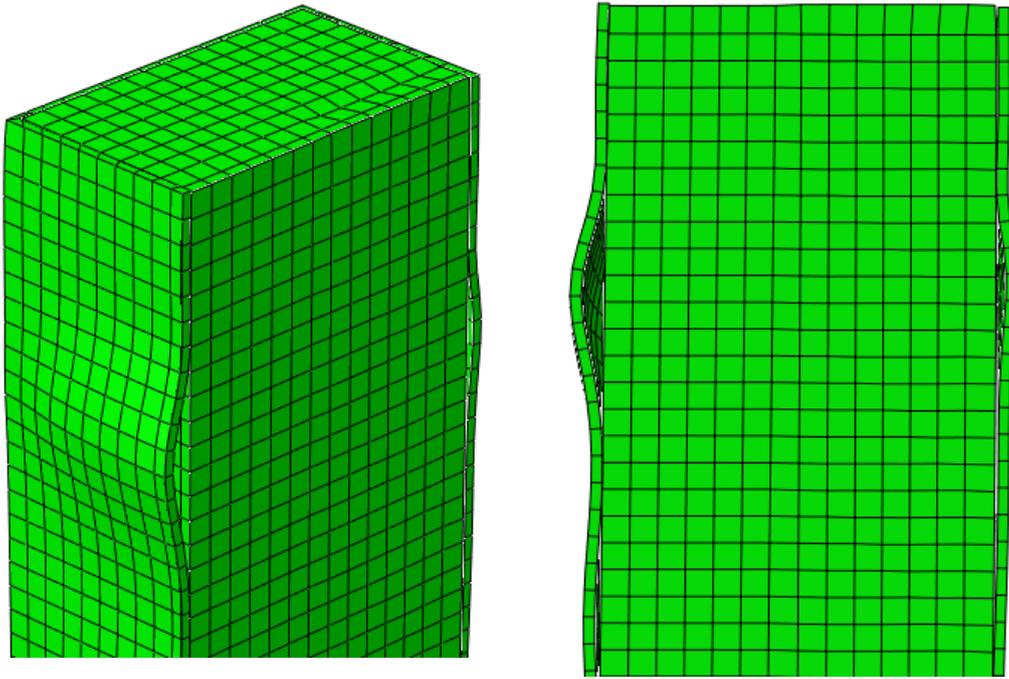
\* CMNP : seulement le contact mécanique non parfait

\* CNP : les deux contacts non parfaits

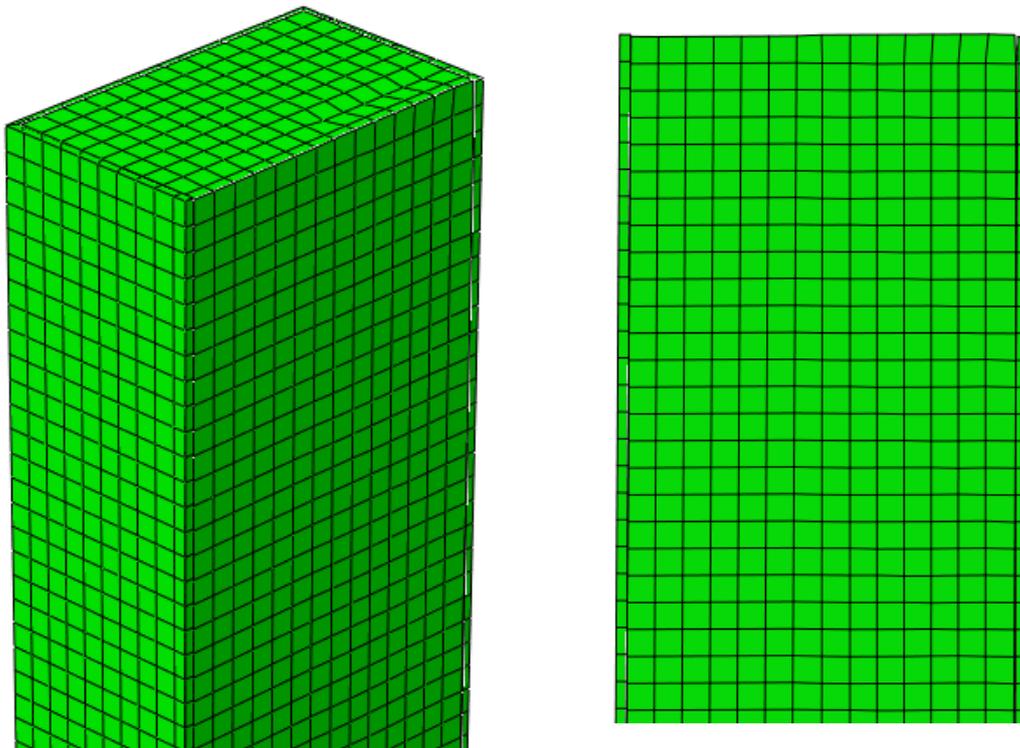
Les figures IV.16 et IV.17 montrent les déformées de la même colonne exposée au même feu, mais avec deux cas de contacts mécaniques.

Sur la 1<sup>ère</sup> colonne on remarque que le tube métallique reste intact jusqu'à rupture de la colonne, alors que sur la 2<sup>ème</sup> colonne on voit clairement que le tube se sépare du noyau et avec la présence du voilement local.

Pour le cas du feu120 ou le phénomène de rupture tardive reste encore présent contrairement aux autres feux, cela s'explique par deux facteurs favorisant ce phénomène selon l'étude paramétrique du chapitre 3, à savoir la section massive (S300x8) et la longue durée de feu (120minutes d'échauffement). Mais avec ça on remarque tout de même une diminution de la valeur du temps de ruine (de 14 minutes) qui tend à s'approcher de la phase d'échauffement.



**Figure IV.16** : Déformée de la colonne S300x8 avec contacts non parfaits sous feu30



**Figure IV.17** : Déformée de la colonne S300x8 avec contact non parfait sous feu30

Une troisième hypothèse était de considérer les deux contacts (thermique et mécanique) non parfaits. Le contact thermique est représenté par une conductance thermique de contact d'une valeur de  $h_j=200\text{W/m}^2\text{K}$ , et le contact mécanique par le modèle de Coulomb avec comme coefficient de frottement de 0.25.

Pour ce cas, le temps de ruine recule encore de quelques minutes pour les quatre feux, et ce à cause de ce qui a été constaté lors de l'analyse thermique en prenant en compte la présence d'une résistance thermique à l'interface acier-béton et qui fait qu'une plus grande quantité de chaleur soit transférée à la section d'acier par rapport au cas où les deux surfaces en contact sont considérées avoir les mêmes températures (contact thermique parfait).

On peut donc constater que la prise en compte de contacts non parfaits diminuerait le temps de résistance au feu, et éliminerait l'hypothèse de rupture tardive et particulièrement pour des durées d'échauffement courtes à moyennes.

### **IV.3 CONCLUSION**

Ce chapitre décrit l'analyse par éléments finis du comportement des colonnes mixtes acier-béton en situation d'incendie naturel et en considérant des conditions de contact non parfait à l'interface acier-béton. Trois modèles FE sont présentés. Un modèle inclut une méthode simplifiée de définition des imperfections, un modèle inclut le transfert thermique au niveau des colonnes, et un troisième modèle considère l'analyse mécanique des contraintes au sein des mêmes colonnes.

Pour les matériaux acier et béton, les modèles normatifs de l'Eurocode 4 ont été utilisés.

Les résultats de calcul montrent que la prise en compte du contact thermique parfait sous-estime le champ de température dans la section d'acier, et surestime celui dans la section de béton par rapport au contact non parfait.

Ils montrent également que des contacts thermique et mécanique non parfaits diminuerait le temps de résistance au feu, et éliminerait l'hypothèse de rupture tardive et particulièrement pour des durées d'échauffement courtes à moyennes.

## Synthèse et conclusions

L'étude présentée dans cette thèse a été consacrée à l'analyse au feu naturel des poteaux mixtes en profils creux carrés remplis de béton, avec comme objectif la mise en évidence du phénomène de rupture tardive et la détermination des différents paramètres influençant le comportement des poteaux mixtes sous conditions de feu naturel.

Dans ce travail de recherche, les principales conclusions retenues sont comme suit :

- Les charges critiques élastiques sont si grandes que le flambement ne sera pas le mode de ruine des colonnes étudiées, donc le mode de ruine est dû à une rupture des sections et non par un flambement des colonnes.
- Les températures dans chaque point, calculées à l'aide des différents maillages, sont presque identiques, donc le comportement thermique de la section de la colonne peut être simulé de façon très précise en utilisant un maillage relativement grossier.
- Selon ce modèle, il est possible, d'avoir dans certains cas une rupture structurelle tardive se produisant quelque temps après la fin de la phase d'échauffement.
- Pour les feux courts, une rupture tardive d'environ une dizaine de minutes après extinction du feu existe pour toutes les sections quel que soient leurs dimensions, cela s'explique par le fait que les feux courts n'induisent pas de gradients thermiques allant profondément dans la section, c'est presque la même couche ou épaisseur qui est chauffée, quelle que soit la section.
- Pour les feux de plus longue durée, la rupture tend à s'éloigner de la phase d'échauffement lorsque la taille de la section augmente. Elle peut même se produire à plus de 30 minutes du début de refroidissement.
- Pour les petites sections, sous feux longs, les sections sont chauffées plus longtemps, ce qui permet à presque tous les points d'atteindre des températures très élevées pendant la phase d'échauffement. Alors les

températures atteintes sont plus importantes et une dégradation considérable des propriétés du matériau se produit au cours de cette phase, ce qui conduit à une rupture presque non tardive se produisant juste après la fin de l'échauffement.

- Pour les feux de courte et moyenne durée (échauffement entre 30 et 60 minutes), l'épaisseur du tube d'acier n'a pratiquement aucune influence sur la valeur du temps de ruine. Toutefois, pour les feux de plus longue durée (échauffement entre 90 et 120 min), la durée de la résistance au feu devient sensible à l'épaisseur du tube, le phénomène de la rupture tardive est plus prononcé pour les petites épaisseurs,  $t_{collapse}$  diminue jusqu'à  $t_{peak}$  lorsque l'épaisseur augmente.
- L'introduction des armatures homogénéise également les températures dans la section, de sorte qu'il y ait une augmentation de  $t_{collapse}$ . Cette conclusion est moins vraie pour les feux de longue durée: le renforcement a moins d'influence sur la température.
- Pour les feux longs, l'influence de la longueur de la colonne est plus grande que pour les feux courts, et le temps de ruine devient sensible à ce paramètre. Mais également le risque de rupture tardive diminue à mesure que la longueur de la colonne augmente.
- Le temps de ruine est insensible à la résistance caractéristique du béton quelque soit la durée de feu.
- Durant la phase d'échauffement un contact thermique parfait sous-estime le champ de température dans la section d'acier, et surestime celui dans la section de béton par rapport au contact non parfait.
- Au delà 30 minutes d'exposition au feu lorsque la section d'acier atteint environ 700°C, la conductance de contact thermique n'a plus d'effet sur les températures de l'acier pour les quatre feux.
- La nature de contact thermique n'affecte pas beaucoup la section du béton.

- La prise en compte d'une résistance thermique à l'interface acier-béton (la présence d'air entre les deux surfaces), permettrait de transférer une plus grande quantité de chaleur dans l'acier et une plus petite dans le béton.
- La prise en compte d'un contact mécanique parfait diminuerait les valeurs du temps de ruine par rapport à l'hypothèse de contact parfait.
- Des contacts thermique et mécanique non parfaits diminuerait le temps de résistance au feu, et éliminerait l'hypothèse de rupture tardive et particulièrement pour des durées d'échauffement courtes à moyennes.

### **Recommandations**

Lors d'études futures, il serait intéressant de faire 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,...) et afin de confronter les résultats numériques à ceux réels. Il est aussi recommandé de prendre en compte des modèles de matériaux considérant la non réversibilité.

La projection d'une méthode simplifiée avec des équations empiriques donnant des valeurs de la résistance au feu naturel en fonction de la résistance au feu normalisé est recommandable.

En fin, d'un point de vue personnel, le travail que nous avons effectué à l'université de Batna2 et au laboratoire de génie civil et génie mécanique (**LGCGM**) de l'INSA de Rennes-France, 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 la simulation.

## Références bibliographiques

- [1] EN 1993-1-2. *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Novembre 2005.
- [2] EN 1994-1-2. *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu*. COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), Février 2006.
- [3] EN 1992-1-2. *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- [4] COLLET, Y. *Etude des propriétés du béton soumis à des températures élevées entre 200°C et 900 °C*. Annales des Travaux Publics Belges, n°4, pp. 332-338, 1977.
- [5] HARMATHY, T.Z. Thermal properties of concrete at elevated temperatures. *Journal of Materials, American Society of Testing and Materials*, Vol. 5, No. 1, pp; 47-74, 1970.
- [6] NECHNECH, W. *Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élasto-plastique endommageable*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2000.
- [7] EN 1993-1-1. *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- [8] THOMAS, L. *Fire resistance of building elements*. Test report no. 08-G-407, 2009, Efectis.
- [9] EN 1992-1-1. *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- [10] MALECOT, Y., DAUDEVILLE, L., DUPRAY, F., POINARD, C., BUZAUD, E. Strength and damage of concrete under high triaxial loading. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 14, Issue 6-7, 2010, pp. 777-803.
- [11] TERRIEN, M. Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, n° 105, pp 65- 72, 1980.
- [12] GISELE BIHINA. *Analyse du comportement au feu des planchers mixtes acier-béton constitués de poutres cellulaires*. Thèse de doctorat, UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT II, 2011.

- [13] SCHNEIDER, U. Concrete at high temperatures: A general review. *Fire Safety Journal*, 7 April 1988, Vol. 13, Issue 1, pp. 55-68.
- [14] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G. On the residual properties of high performance siliceous concrete exposed to high temperature. *Special Volume in honor of Z. P. Bazant's 60th Anniversary*, Hermes, Prague, pp 167-186, 1998.
- [15] Binh C T (2009). 'hollow steel section columns filled with self-compacting concrete under ordinary and fire conditions'. thèse présentée en vue de l'obtention du grade scientifique de docteur en sciences de l'ingénieur université de liège, faculté des sciences appliquées année académique 2008-2009.
- [16] ECCS (1998), Calculation of the Fire Resistance of Centrally Loaded Composite Steel-Concrete Columns Exposed to the Standard Fire", *Technical Note 55, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, Belgium, 1988*
- [17] Guyaux P. and Janss J. (1979), Comportement au flambement des tubes en acier remplis de Béton, *C.R.I.F. (Centre de recherches scientifiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques), MT 65, Bruxelles, 1979*
- [18] Kordina K. and Klingsch W. (1983), Fire resistance of composite columns with concrete filled hollow sections, *Research report CIDECT No 15 C1/C2 \_83/27, 1983*
- [19] Lie T.T. and Caron S.E. (1988a), Fire Resistance of Circular Hollow Steel Columns Filled with Carbonate Aggregate Concrete: Test Results, *Internal report N° 573, Institute for research in Construction, National Research Council of Canada, Canada, 1988*
- [20] Lie T.T. and Caron S.E. (1988b), Fire Resistance of Circular Hollow Steel Columns Filled with Silicious Aggregate Concrete: Test Results, *Internal report N° 570, Institute for research in Construction, National Research Council of Canada, Canada, 1988*
- [21] Lie T.T. and Denham E.M.A. (1993a), Factors Affecting the Fire Resistance of Circular Hollow Steel Columns Filled with Bar-Reinforced Concrete, *Internal report N° 651, Institute for research in Construction, National Research Council of Canada, Canada, 1993*
- [22] Lie T.T. and Denham E.M.A. (1993b), Factors Affecting the Fire Resistance of Square Hollow Steel Columns Filled with Bar-Reinforced Concrete, *Internal report N° 650, Institute for research in Construction, National Research Council of Canada, Canada, 1993*
- [23] Lie T.T and Chabot M. (1993c), Evaluation of the fire resistance of compression members using mathematical models, *Fire Safety Journal 20 (1993) pp135-149*

- [24] Lie T.T and Chabot M. (1994a), Fire resistance tests of square hollow steel columns filled with reinforced concrete, *Internal report N° 673, Institute for research in Construction, National Research Council of Canada, Canada, 1994*
- [25] Lie T.T. (1994b), Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete, *ASCE J.Struc.Eng 120(5), 1994*
- [26] Lie T.T and Irwin R.J (1995), Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete, *J.Struc. Engrg ASCE 121(5)*
- [27] Lie T.T. and Kodur V.K.R (1996), Fire resistance of steel columns filled with bar-reinforced concrete, *J. Struc.Eng ASCE Vol 122(1), 1996*
- [28] Kodur V.K.R , Nwosu D.I., Sultan A. and Franssen J.M., (1999), Application of the SAFIR Computer Program for Evaluating Fire Resistance, *Proc. Third Int. Conf. on Fire Research and Engineering, SFPE-NIST-IAFSS, Chicago, (1999), 287-295*
- [29] Han L.H (2001a), Fire performance of concrete filled steel tubular beam-columns, *J.Construc.Steel. Res 57(6), 2001*
- [30] Han L.H, X.L. Zhao, Z. Tao (2001b), Test and mechanics model for concrete-filled SHS stub columns, columns and beam-columns, *Steel and Composite Structures, Vol. 1, N°. 1, 2001, pp. 51-74*
- [31] Zha X.X (2003), FE analysis of fire resistance of concrete filled CHS columns, *J.Construc.Steel.Res 59(6), 2003*
- [32] Renaud C. (2004), Improvement and extension of the simple calculation method for fire resistance of unprotected concrete filled hollow columns, *CIDECT research project 15Q-Final report, 2004*
- [33] Ding J. and Wang Y.C (2005), Finite element analysis of concrete filled steel columns in fire, *ICASS' 05 Advances in Steel Structures, Vol II, Elsevier, 2005*
- [34] Ding J. and Wang Y.C (2008), Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire, *Journal of Constructional Steel Research, Volume 64, Issue 10, October 2008, Pages 1086-1102*
- [35] Peter Schaumann, Venkatesh Kodur, Oliver Bahr., Fire behaviour of hollow structural section steel columns filled with high strength concrete, *Journal of Constructional Steel Research. 65 (2009) 1794\_1802.*
- [36] J.C. Dotreppe, Thi Binh Chu, J.M. Franssen., Steel hollow columns filled with self-compacting concrete under fire conditions, 3rd fib International Congress, Washington, DC, USA , May, 2010.

- [37] Ana Espinos, Manuel L. Romero, Antonio Hospitaler., Simple calculation model for evaluating the fire resistance of unreinforced concrete filled tubular columns, *Engineering Structures*. 42 (2012) 231–244.
- [38] Hua Yang, Faqi Liu, Leroy Gardner., Performance of concrete-filled RHS columns exposed to fire on 3 sides, *Engineering Structures*. 56 (2013) 1986–2004.
- [39] David I. Rush, Luke A. Bisby, Allan Jowsey and Barbara Lane., Residual capacity of fire exposed concrete-filled steel hollow section columns, *Engineering Structures*. 100 (2015) 550-563.
- [40] Zhong Tao, Mohamed Ghannam, Tian-Yi Song, Lin-Hai Han., Experimental and numerical investigation of concrete-filled stainless steel columns exposed to fire, *Journal of Constructional Steel Research*. 118 (2016)
- [41] Kodur V.K.R (2007), Guidelines for Fire Resistance Design of Concrete-Filled Steel HSS Columns-State-of-the-Art and Research Needs, *International journal of Steel Structures KSSC (Korean Society of Steel Construction) Vol. 7(3) (2007)*
- [42] L.G. Cajot, M. Haller & M. Pierre, « Partie 1: Actions thermiques et mécaniques », Projet DIFISEK
- [43] Hasemi Y., Yokobayashi Y. , Wakamatsu T., Ptchelintsev A.: “Fire Safety of Building Components Exposed to a Localized Fire”- Scope and Experiments on Ceiling/Beam System Exposed to a Localized Fire, ASIAFLAM’s 95, Hong Kong, 1995.
- [44] EN 1991-1-2, Eurocode 1- Actions on structures, Part 1.2-Actions on structures exposed to fire. CEN Central Secretariat, Brussels, November 2002.
- [45] [Franssen J-M (1997). “Contributions à la modélisation des incendies et de leurs effets sur les bâtiments”. thèse présentée en vue de l'obtention du grade d'agrégé de l'enseignement supérieur. Université de liège faculté des sciences appliquées.
- [46] DIMIA Mohamed Salah, « Calcul des colonnes en béton armé, mixtes et en acier en considérant la résistance au feu », thèse de doctorat présenté à l’université EL HADJ LAKHDAR – BATNA-ALGERIE , 2013-2014
- [47] [Welty, J.R., Wicks, C.E. and Wilson, R.E.: “Fundamentals of Momentum, Heat and Mass Transfer”. John Wiley & Sons, New York, 1976.
- [48] Renaud Christophe, « Modélisation numérique, expérimentation et dimensionnement pratique des poteaux mixtes avec profil creux exposés à l’incendie », INSA-Rennes, France, 2003.
- [49] Franssen J.M (2005b). “SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire”. *Engineering Journal - A.I.S.C*, 42(3), pp. 143-158.

- [50] Nwosu D I, Kodur V. K. R., Franssen, J. M., & Hum, J. K. (2007). "SAFIR-A Computer-Program for Analysis of Structures at Elevated Temperature Conditions". University of Liege, Belgium.
- [51] [Yi-Hai Li](#), [Jean-Marc Franssen](#), (2011) "Test Results and Model for the Residual Compressive Strength of Concrete After a Fire", *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol. 2 Issue: 1, pp.29-44.
- [52] Espinos, A., Romero, M. L., and Hospitaler, A. (2010). "Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns." *Journal of Constructional Steel Research*, 66(8–9), 1030-1046.
- [53] Han, L.-H., Chen, F., Liao, F.-Y., Tao, Z., and Uy, B. (2013). "Fire performance of concrete filled stainless steel tubular columns." *Engineering Structures*, 56, 165-181.
- [54] Naus, D. J. (2006). "The effect of elevated temperature on concrete materials and structures — a literature review (NUREG/CR-6900, ORNL/TM-2005/553)." Division of Engineering Technology, Office of Nuclear Regulatory Research, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, U.S.A.
- [55] Aulik, A. (1973). "Fire resistance of concrete-filled steel columns." *Byggmästaren*, 9, 8-12.
- [56] Kodur, V., and Lie, T. (1996). "Fire resistance of circular steel columns filled with fiber-reinforced concrete." *Journal of Structural Engineering*, 122(7), 776-782.
- [57] Lu, H., Zhao, X.-L., and Han, L.-H. (2009). "Fire behaviour of high strength self-consolidating concrete filled steel tubular stub columns." *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10–11), 1995-2010.
- [58] Renaud, C. (2007). "Stainless steel in fire □ WP2: Composite members in fire." *Final report SRI 07/110 - CR/PB*
- [59] Hong, S., and Varma, A. H. (2009). "Analytical modeling of the standard fire behavior of loaded CFT columns." *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1), 54-69.
- [60] Kodur, V., Dwaikat, M., and Fike, R. (2010). "High-temperature properties of steel for fire resistance modeling of structures." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(5), 423-434.
- [61] Ghojel, J. (2002). "Application of inverse analysis to thermal contact resistance between very rough nonconforming surfaces." *Inverse Problems in Engineering*, 10(4), 323–334.
- [62] Ghojel, J. (2004). "Experimental and analytical technique for estimating interface thermal conductance in composite structural elements under simulated fire conditions." *Experimental Thermal and Fluid Science*, 28(4), 347-354.

[63] Chabot, M., and Lie, T. T. (1992). "Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with bar-reinforced concrete." IRC Internal Report No. 628, National Research Council of Canada, Institute for Research in Construction, Ottawa, Ontario, Canada.

[64] Mohamed Mohamed Adel Ghannam (2015). « Behaviour of concrete-filled stainless steel columns under fire conditions ». University of Western Sydney, Australia

[65] M.S Dimia, M Guenfoud and J.M Franssen., Collapse of concrete columns during and after the cooling phase of a fire, *Journal of Fire Protection Engineering.0 (2011) 1-19*.

[66] S.Sekkiou, N.Lahbari, F.Bernard and M.S.Dimia. Thermo-Mechanical Behavior of Steel Concrete Composite Columns under Natural Fire Including Heating and Cooling Phases. *International Journal of Engineering Research in Africa (2018) 221-240*.