

## **TABLES DES MATIERES**

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>8</b>
<b>PARTIE - I : NOTIONS DE BASE, FEU ET INCENDIE .....</b>	<b>12</b>
1. INTRODUCTION.....	13
2. GENERALITE .....	13
2.1. Physique de l'incendie -notions de base .....	13
2.1.1 Naissance de l'incendie.....	13
2.1.2 Développement de l'incendie .....	14
2.1.3 Terminologie : feu et incendie .....	14
2.1.4. L'incendie : risques, facteurs, origine et propagation .....	16
2.1.5. Le comburant .....	17
3. INCENDIE NORMALISE ET INCENDIE REEL.....	19
3.1 Différents modèles de l'action thermique .....	21
3.2 Courbes nominales .....	22
3.3 Courbes paramétriques .....	22
3.4 Modèles numériques .....	25
4. ACTIONS SUR LES STRUCTURES EN SITUATION D'INCENDIE .....	27
4.1. Actions mécaniques .....	27
4.2. Actions thermiques .....	28
4.3. Incendies nominaux .....	29
5. CONCLUSION .....	31
REFERENCES .....	32
<b>PARTIE II .....</b>	<b>33</b>
<b>COMPORTEMENT DES COLONNES EN ACIER VIS-A-VIS DU FEU</b>	
<b>CHAPITRE 1 : CARACTERISTIQUES THERMO-PHYSIQUES ET .....</b>	<b>34</b>
<b>MECANIQUES DES ACIERS (A HAUTES TEMPERATURES)</b>	
1. CARACTERISTIQUES THERMO-PHYSIQUES DES ACIERS .....	35
1.1. Chaleur spécifique de l'acier .....	35
1.2. Conductivité thermique de l'acier .....	36
1.3. Masse volumique .....	37
1.4. Dilatation thermique de l'acier .....	37
1.5. Facteur de massivité .....	37
2. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES ACIER .....	38
2.1 Déformation mécanique dans l'acier .....	38
2.2 Relation contrainte – déformation de l'acier au carbone aux températures élevées ...	41
2.3 Facteur de réduction (Ec 3 partie 1-2) .....	43
2.4 Facteur de réduction pour les profils en acier de type IPE .....	44
2.5 Facteur de réduction des aciers inoxydables .....	45
2.6 Relation contrainte – déformation de deux types d'acier à 600 ° C .....	46
2.7 Conclusion .....	46
<b>CHAPITRE 2 : EVOLUTION DES TEMPERATURES DANS .....</b>	<b>47</b>
<b>LES ELEMENTS EN ACIERS, CAS DES COLONNES</b>	
1. TEMPERATURES DES ÉLEMENTS EN ACIER ETUDE BIBLIOGRPHIQUE ...	48

1.1	Températures des Éléments en acier non protégé .....	48
1.2	Températures des Éléments protégés en acier .....	51
1.2.1	Par protection directe .....	51
1.2.2	Détermination graphique de l'épaisseur de protection .....	56
1.3.	Température des profiles en aciers protégés, étude expérimentale .....	57
1.3.1	Détermination des Température.....	57
1.3.2	Température des profiles en aciers non protégé, étude numérique	
2.	DETERMINATION DES TEMPÉRATURES DANS LES COLONNES EN ACIERS CAS DE NOTRE ETUDE – RESULTATS DE SIMULATIONS.....	63
2.1	Méthodes employées .....	64
2.2	Cas de notre étude de simulation .....	64
2.3	Calcul du Facteur de massivité de colonnes considérées .....	64
2.4	Résultats de simulations .....	65
2.5	Conclusions.....	68

**CHAPITRE 3: MODELISATION MULTI PHYSIQUE NON LINEAIRE DU COMPORTEMENT DES COLONNES EN ACIER VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE AU FEU.....70**

1.	INTRODUCTION .....	71
2.	ETUDE DE LA STABILITE A FROID DES COLONNES EN ACIER (EUROCODE3 PARTIE1-1.....	72
2.1	Notion théoriques .....	72
2.2.	Eléments uniformes.....	73
2.3.	Eléments non uniformes.....	74
2.4.	Flambement par flexion.....	75
2.5.	Longueur de flambement.....	76
3.	VERIFICATION DE LA STABILITE A FROID DES COLONNES CAS DE TROIS TYPES DE SECTION : CREUSE CARREE, CREUSE CIRCULAIRE ET EN I.....	77
3.1	Détermination de l'effort de résistance.....	77
3.2	Tableaux récapitulatifs.....	78
3.3	Conclusion.....	78
4.	MODELISATION MULTI PHYSIQUE NON LINEAIRE DU COMPORTEMENT DES COLONNES EN ACIER VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE AU FEU.....	79
4.1.	Modélisation des échanges conductifs.....	79
4.2.	Eléments finis.....	79
4.2.1	Eléments solides .....	79
4.3	Eléments solides 2d .....	80
5.	DISCRETISATION .....	81
5.1	Elément poutre.....	81
5.1.1	Formulation .....	82
5.2.	Champ de déplacement et champ de déformation.....	85
6.	DISCRETISATION DES POTEAUX PAR ELEMENTS FINIS.....	87
6.1	Discretisation transversale .....	87
6.2	Discretisation longitudinale.....	89
7.	ANALYSE THERMIQUE POUR LES TROIS SECTIONS.....	90
7.1.	Résultats de l'analyse thermique.....	90
7.1.1	Variation des températures en fonction du temps des trois types de poteau.....	96
8.	ANALYSE MECANIQUE .....	97
8.1.	Résultats de l'analyse mécanique .....	98

8. 2. Influence de la température sur le type de section .....	98
8. 3. Déplacements des nœuds.....	100
8. 4. Rotations des nœuds.....	100
8. 5. Influence de la température sur le module tangent .....	101
8. 6. Moment fléchissant pour trois éléments du poteau circulaire.....	102
8. 7. Influence du type de section sur la résistance au feu.....	102
8. 8. Influence de la dimension de section sur la résistance au feu.....	104
9. CONCLUSIONS.....	105
REFERENCES.....	106
<b>PARTIE III .....</b>	<b>110</b>
<b>COMPORTEMENT DES COLONNES EN BETON ARME .....</b>	<b>110</b>
<b>VIS-A-VIS DU FEU</b>	

**CHAITRE 1 : CARACTERISTIQUES THERMO-PHYSIQUES ET MECANIQUES DU BETON ORDINAIRE ET DU BETON A HAUTE RESISTANCE, PHENOMENE D'ECAILLAGE.....**

1 PHENOMENES PHYSIQUES ET CHIMIQUES, PROPRIETES THERMO- .112 PHYSIQUES ET COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON	
1. 1 Phénomènes physiques et chimiques .....	112
1. 2 Propriétés thermo-physiques .....	114
1. 2. 1 Dilatation thermique .....	114
1. 2. 2 Chaleur spécifique .....	115
1. 2. 3 Chaleur spécifique volumique .....	117
1. 2. 4 Masse volumique .....	117
1. 2. 5 Conductivité thermique .....	117
2. COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON VIS-A-VIS DU FEU .....	118
2. 1 Béton ordinaire en compression .....	119
2. 2 Les caractéristiques mécaniques du béton .....	121
2.2.1 Résistance en compression du béton normal .....	121
2.2.2 Les bétons à haute résistance .....	122
2.2.3. Evolution du module d'élasticité .....	128
2.3 Relations contrainte- déformation du béton normal, du béton à haute performance seul et avec un cocktail de fibre .....	129
3. LES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DE L'ACIER POUR .....	130
BETON ARME	
3.1 La résistance de l'acier pour béton arme en fonction de la température .....	130
4. METHODES D'ESSAIS ET PROPRIETE MECANIQUES À .....	131
TEMPÉRATURES ÉLEVÉES	
4.1 Méthodes d'essais des propriétés mécaniques .....	131
4. 2 Facteur de réduction pour $\phi 12$ et $\phi 25$ .....	133
5. CONCLUSION .....	136

**CHAPITRE2 : ANALYSE TRANSITOIRE MULTIPHYSIQUE NON LINEAIRE DES COLONNES EN BETON ARME .....**

1. INTRODUCTION .....	138
2. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....	139
2.1 Evolution des températures .....	139
2.1.1 Températures dans les colonnes en béton .....	139
2.2 Analyse mécanique de deux types de colonne .....	143
2.2.1 Déplacements axiaux et latéraux .....	144

2.3.	Déformations axiales d'après une étude expérimentale.....	146
2.4	Détermination de la résistance au feu (étude expérimental).....	147
2.4.1	Programme expérimental.....	147
3.	ANALYSE THERMIQUE, CAS DE NOTRE ETUDE.....	149
3.1	Discrétisation de la section.....	150
3.2	Résultats de l'analyse thermique .....	152
3.2.1	Températures à chaque point de la colonne (pour t = 30, 60, 90, 120 min) .....	156
3.3	Evolution des températures en fonction de y/b.....	154
3.4.	Températures au niveau des nœuds (du centre de la section à la surface).....	155
4.	ETUDE DES COLONNES EN BETON ARME, ANALYSE.....	157
	MECANIQUE A CHAUD	
4.1	Résultats de l'analyse mécanique.....	158
4.2	Etude du comportement de la colonne D <sub>6</sub> .....	159
4.2.1	Moment fléchissant.....	159
4.2.2	Contraintes dans le béton.....	160
4.2.3	Déplacement vertical à chaud.....	161
4.2.4	Rotations (w) et déplacement latéral (u) des nœuds .....	162
4.2.5	Module tangent au début et à la fin de la durée d'échauffement.....	163
4.3	Comportement de la colonne B <sub>3</sub> .....	164
4.4	Comportement de la colonne B <sub>1</sub> .....	167
5.	ANALYSE MECANIQUE A TEMPERATURE ORDINAIRE.....	168
5.1.	Déplacement vertical à froid.....	168
6.	CONCLUSIONS.....	169
	REFERENCES.....	170
	<b>CONCLUSIONS GENERALES.....</b>	<b>172</b>
	<b>ANNEXE A : VALEURS DU FACTEUR DE REDUCTION, FICHIERS.....</b>	<b>175</b>
	<b>DE DONNEES DES COLONNES EN ACIER</b>	
	<b>ANNEXE B : COLONNES BETON ARME, RESULTATS, FICHIERS .....</b>	<b>186</b>
	<b>DE DONNEES</b>	

## INTRODUCTION GNERALE

En cas d'incendie les structures de bâtiment ont deux fonctions principales : une fonction de compartimentage et une fonction porteuse. La première consiste à délimiter et à séparer les volumes à l'intérieur du bâtiment. Les éléments de structure participant à cette fonction sont les planchers, les murs, les cloisons, les façades et les toitures. La deuxième a un but de résistance, recevoir les efforts apportés par les différents éléments du bâtiment et les transmettre au sol. Pour ce deuxième rôle, les poteaux des bâtiments civils et industriels jouent un rôle principal vu que la ruine d'un poteau entraîne dans la plus part des temps la ruine du bâtiment. L'analyse de la résistance au feu de ces éléments est couramment l'objet de nombreuses études. Cette résistance au feu a pour but de préserver la stabilité des édifices et de s'opposer à la propagation rapide du feu pendant le temps nécessaire à l'alarme et à l'évacuation des occupants. Elle se mesure, pour un élément structurel, par le temps de ruine de cet élément. Nous avons pour but l'analyse paramétrique de colonnes en acier et en béton armé en utilisant le logiciel SAFIR (qui est un logiciel universitaire dynamique en cours de développement consacré aux structures soumises à l'incendie, il a été réalisé au laboratoire ArGenCO, université de Liège en Belgique, par le professeur J-M Franssen). D'une part, nous étudions trois types de sections : carrée, circulaire et en I, d'un poteau en acier chargé par un effort de compression centré et soumis à un feu normalisé. D'autre part, nous considérons des colonnes en béton armé chargées par des efforts de compression excentrés en présence d'incendie (feu normalisé). Une vérification au flambement, selon les Eurocodes partie 1-1 de la stabilité, à température ordinaire sous les charges verticales, est effectuée pour les colonnes en aciers. L'analyse commence par la détermination des températures à chaque instant et à chaque point des poteaux, en résolvant les équations transitoires de transfert de chaleur par la méthode des éléments finis. Pour ce faire, les sections des poteaux sont discrétisées en éléments bidimensionnels de type quadrilatère ou triangulaire. Une fois que le champ de

température est connu en chaque point et à chaque instant, nous réalisons le calcul mécanique de résistance. Lors de ce calcul, nous prenons en considération la variation des propriétés physiques de l'acier et du béton et de leur comportement non linéaire matériel et géométrique. Le travail a été réalisé au département de Génie civil de l'Université de Annaba sous la direction du professeur Mohamed GUENFOUD, enseignant à l'Université de Guelma et directeur du Laboratoire LGCH. Nous avons bénéficié de quelques stages de courtes durées à l'étranger. Ce qui nous a permis de compléter et d'enrichir notre étude de recherche. Nous avons eu l'occasion de passer trois semaines au CTICM. Pendant notre premier stage, nous avons rencontré dans ce centre technique de recherche des chercheurs dans le domaine de l'incendie tels que : J. Kruppa, B. Zaho et C. Renaud... Nous avons passé les trois autres stages en Belgique à l'Université de Liège au département ArGenCo, ce qui a permis a notre travail d'être suivi par le professeur Jean Marc Franssen.

**Dans la première partie**, nous présentons des notions de base concernant d'une part, la naissance, les risques, les facteurs et le développement d'un incendie, d'autre part les différents modèles de l'action thermique dont la courbe (ISO) utilisée en Europe qui est identique à celle utilisé en Amérique(ASTM). Elle est aussi bien utilisée en étude expérimentale qu'en simulation numérique.

**La deuxième partie** consacrée à l'étude du comportement au feu des colonnes en acier est constituée de trois chapitres. Au **chapitre I**, nous avons montré l'évolution des caractéristiques thermo physiques et mécaniques à hautes températures selon l'Eurocode 3 partie1-2 et selon des études de recherche. Dans le **chapitre II**, après avoir présenté l'évolution des températures dans les éléments en acier protégé et non protégé selon des études expérimentales et des simulations numériques réalisées précédemment. Nous donnons les résultats de l'analyse thermique que nous avons réalisé avec le logiciel SAFIR, en

d'autres termes les températures en chaque point pour trois colonnes différentes (circulaire creuse, carrée creuse et en I)

Nous avons consacré le **chapitre III**, à la modélisation par simulation numérique non linéaire multi physique en employant le code SAFIR. Une fois que le champ de température est connu en chaque point et à chaque instant, le calcul mécanique de résistance est réalisé. Lors de ce calcul, la variation des propriétés physiques de l'acier et de son comportement non linéaire matériel et géométrique est prise en compte.

**La troisième partie** concerne le comportement au feu des colonnes en béton armé. Cette dernière comprend 2 chapitres. Sachant que l'incendie agit d'une manière indirecte sur l'élément structurel, en d'autres termes, il provoque la dégradation des matériaux ce qui entraîne la diminution de la capacité portante de l'élément de structure. Nous consacrons le **chapitre I** de cette partie à définir le comportement mécanique, l'évolution des caractéristiques thermo physique de l'acier d'armature et du béton ordinaire. Nous nous intéressons également au béton à haute résistance, et au problème d'écaillage en cas d'incendie. La réduction de la résistance du béton et du module élastique avec l'augmentation des températures a été définie, selon les Eurocodes partie 1-2 et d'après des études de recherche réalisées précédemment dans le domaine de l'incendie. Dans le **chapitre II**, après avoir présenté une étude bibliographique concernant des modélisations numériques et expérimentales, nous montrons, d'après notre étude thermique avec SAFIR, comment évoluent dans le temps les températures au niveau de la section des colonnes de béton armé et comment se comportent mécaniquement ces derniers dans les conditions d'exploitation au feu. Lors d'un incendie, les structures d'un bâtiment perdent de leur résistance mécanique suite à l'augmentation de la température, ce qui entraîne la ruine du bâtiment. Dans ce chapitre nous analysons des colonnes en béton armé chargées par des efforts de compression excentrés et soumises au feu. Nous faisons également une analyse à température ordinaire.

Nous déduisons alors que leur stabilité à froid est satisfaite. Dans notre étude numérique l'analyse se divise en deux étapes. Dans la première étape, nous faisons l'étude thermique des colonnes. Il en résulte les températures en fonction du temps ; celles-ci doivent être utilisées dans la deuxième étape pour l'étude mécanique ; lors de cette dernière on obtient les variations de différents paramètres tels que le moment fléchissant, les contraintes, les déplacements et le module tangent.

### Nomenclature

$E$  : Module d'élasticité ( $N/m^2$ )

$E_{a,\theta}$  : Pente du domaine élastique linéaire de l'acier à température élevée  $\theta_a$  ( $N/m^2$ )

$C_a$  : La chaleur spécifique de l'acier (en  $J/Kg\ ^\circ C$ )

$f_{ap,\theta}$  : Limite de proportionnalité de l'acier à température élevée  $\theta_a$  ( $N/m^2$ )

$f_{ay,\theta}$  : Limite d'élasticité efficace de l'acier à température élevée  $\theta_a$  ( $N/m^2$ )

$(\Delta l/l)_a$  : Dilatation thermique de l'acier

$\theta$  : La température ( $^\circ C$ ),  $t$  : Le temps (min)

$\theta_o$  : La température initiale, généralement égale à  $20^\circ C$

$\theta_a$  : La température de l'acier ( $^\circ C$ )

$\lambda_a$  : La conductivité thermique de l'acier ( $W/m^\circ C$ )

$\bar{\sigma}_e$  : La limite élastique ( $N/m^2$ )

$\bar{\sigma}_{a,\theta}$  : Contrainte du profilé en acier en situation d'incendie ( $N/m^2$ )

$\lambda$  : Elancement du poteau,  $\lambda'_{max}$  : élancement réduit maximal

$\chi$  : Coefficient de réduction,  $\gamma_{M1}$  : Coefficient partiel de sécurité

$\bar{\sigma}_{a,\theta}$  : Contrainte du profilé en acier en situation d'incendie ( $N/m^2$ )

$\varepsilon_{a,\theta}$  : Déformation du profilé en acier en situation d'incendie

$\varepsilon_{ap,\theta}$  : Déformation à la limite de proportionnalité en situation d'incendie

$\varepsilon_{ay,\theta}$  : Déformation de l'acier correspondant à  $f_{ay,\theta}$

$\varepsilon_{au,\theta}$  : Déformation limite pour la limite d'élasticité en situation d'incendie

$\varepsilon_{ae,\theta}$  : Déformation maximale de l'acier en situation d'incendie

$\nu$  : Coefficient de poisson,  $\sigma_e$  : La limite élastique ( $\text{N/m}^2$ )

$\bar{\sigma}_{bc,\theta}$  : contrainte du béton comprimé en situation d'incendie

$E_b$  : Module d'élasticité du béton ( $\text{N/m}^2$ )

$f_{bc,\theta}$  : la résistance à la compression du béton

$\lambda_b$  : La conductivité thermique du béton ( $\text{W/m}^\circ\text{C}$ )

$\varepsilon_{c,\theta}$  : déformation du béton en situation d'incendie

$\varepsilon_{ce,\theta}$  : déformation maximale du béton en situation d'incendie

$\varepsilon_{cu,\theta}$  : déformation du béton correspondant à  $f_{c,\theta}$

$H$  : Hauteur du poteau (m),  $A$  : section du poteau ( $\text{m}^2$ )

$\nu$  : Coefficient de poisson,  $\rho$  : Masse volumique ( $\text{Kg/m}^3$ ).

$R_f$  : Résistance au feu (en min et sec).

$f_{c,\theta}$  : valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique en situation d'incendie à la température  $\theta^\circ\text{C}$ .

$V$  : est le volume de l'élément par unité de longueur [m]

$c_p$  est la chaleur spécifique du matériau de protection contre le feu [ $\text{J/kg K}$ ]

$d_p$  est l'épaisseur du matériau de protection contre le feu [m]

$\Delta t$  est l'intervalle de temps [s]

$\theta_{a,t}$  est la température de l'acier au temps t

$\theta_{g,t}$  est la température ambiante des gaz au temps t

$\Delta\theta_{g,t}$  est l'augmentation de la température ambiante des gaz pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$

$\lambda_p$  est la conductivité thermique (fonction de la température) du matériau de protection contre le feu [W/mK]

$\rho_p$  est la masse volumique du matériau de protection contre l'incendie [ $\text{kg/m}^3$ ]

# **PARTIE - I : NOTIONS DE BASE FEU ET INCENDIE**



The World Trade Center Building 7 after the collapse due to fire [23]

## 1. INTRODUCTION

A mon avis il est indispensable de connaître le diagnostic d'un fléau pour pouvoir lutter contre celui-ci. Cette partie est consacré à la présentation du diagnostic (risques, facteurs, origine et propagation...) du feu.

## 2. GENERALITE

### 2.1. Physique de l'incendie -notions de base

#### 2.1.1 Naissance de l'incendie

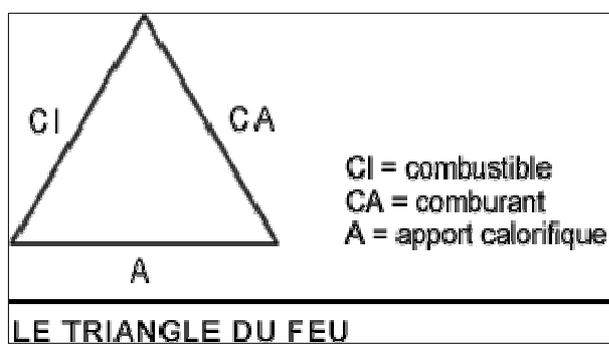


Figure 1.1. Triangle du Feu

L'incendie prend naissance en un point sous forme d'un foyer localisé qui résulte de la concomitance de trois éléments [HEL, 05]: un **combustible**, un **comburant** et un **apport calorifique**. Dans le jargon de l'incendie, ces trois éléments sont universellement connus sous le nom de **triangle du feu**. Le triangle du feu est un moyen simple et didactique pour expliquer une combustion. Cette explication n'existe que depuis environ 200 ans, depuis que Lavoisier mit en évidence l'existence de l'oxygène pour expliquer le phénomène de combustion. Avant cette époque, la notion même de triangle du feu était impensable car la combustion s'expliquait par la présence de "phlogistique" dans les matières qui pouvaient brûler. La **théorie du phlogistique**, déjà chère aux alchimistes, s'est maintenue encore très longtemps après Lavoisier car elle était très solidement ancrée auprès des plus grands savants de l'époque.

### 2.1.2 Développement de l'incendie [HEL, 05]

Le développement de l'incendie est conditionné par la facilité d'inflammation des produits combustibles entourant son point de naissance. En d'autres termes il faut que le foyer initial se développe d'une façon incontrôlée pour donner naissance à l'incendie et, une fois ce stade atteint, que la quantité de chaleur dégagée par ce foyer puisse enflammer les objets environnants susceptibles d'alimenter l'incendie. Cette réaction peut être évaluée conventionnellement par des essais en laboratoire appelés essais de **réaction au feu**. Elle intervient donc lors de la naissance et lors du développement de l'incendie. Elle concerne principalement les matériaux de construction et d'aménagement intérieur. Le développement de l'incendie est donc conditionné par la combustibilité ou la non combustibilité des matériaux environnants, évaluée par leur pouvoir calorifique supérieur (PCS) ainsi que par leur facilité d'inflammation. Mais ces critères ne suffisent pas. Le concept le plus important qui conditionne le développement de l'incendie est la charge d'incendie ou charge calorifique (MJ). Elle permet d'évaluer la quantité de chaleur qui pourrait être dégagée par la combustion des produits qui entourent le foyer d'incendie. Cette charge calorifique est le principal élément chiffrable du risque d'incendie. Elle se calcule aisément: chaque produit est caractérisé par son pouvoir calorifique ( $\text{MJ/m}^3$ , en MJ/l ou en MJ/kg) qui va être défini plus loin pour les gaz, les liquides et les solides. Il suffit d'en définir la quantité en mètres cubes, en litres ou en kilogrammes et de les multiplier. On obtiendra ainsi la charge calorifique (MJ). En divisant ce nombre par la surface de plancher on obtiendra la densité de charge calorifique ( $\text{MJ/m}^2$ ) de plancher. Un nombre trop élevé de  $\text{MJ/m}^2$  peut constituer un danger. On distingue la charge calorifique immobilière qui se rapporte à l'immeuble et la charge calorifique mobilière qui se rapporte au contenu. Et le législateur peut imposer des mesures de sécurité à partir d'une valeur donnée et, même, interdire le dépassement d'un certain seuil.

### 2.1.3 Terminologie : feu et incendie



At the beginning of the test



After 90 minutes test - distortion of the structure



World Trade Center (source [www.ncepplus.co.uk](http://www.ncepplus.co.uk))

Un feu est une combustion [DEN, 07]. On le trouve dans des fours, des chaudières sous forme de combustion contrôlée. Dans le domaine de l'incendie, il devient une combustion incontrôlée. Il prend alors une dimension telle qu'il peut provoquer un incendie. Il y a une différence fondamentale entre feu et incendie. Les experts du feu maîtrisent une combustion contrôlée qui répond au scénario défini par un programme thermique prédéterminé. On les trouve dans l'industrie du verre, celle de la céramique et autres, dans les laboratoires d'essai également, tous lieux où des feux sont réalisés dans des fours ou enceintes d'essai, où les fumées sont canalisées pour ne pas incommoder les opérateurs. Les experts de l'incendie que sont les sapeurs pompiers doivent, eux, tenter de maîtriser une combustion incontrôlée qui répond à un scénario parsemé d'imprévis, avec des vies humaines qui doivent être secourues.

#### 2.1.4. L'incendie : risques, facteurs, origine et propagation

Dans un bâtiment bien protégé, il existe un équilibre entre danger et protection. Le **risque** se définit donc par le rapport entre danger et protection. Le danger est plus grand dans les bâtiments élevés puisque, plus encore que pour les autres bâtiments, l'attaque du feu doit se faire par l'intérieur. Il est également plus grand dans les bâtiments abritant des personnes à mobilité réduite [ZHA, 09], dont l'évacuation est plus difficile. Plus le danger est élevé, plus les règles de sécurité doivent être sévères. Les **facteurs** [HEL, 05] à considérer dans le **développement** d'un incendie sont :

- la probabilité de la naissance d'un incendie ;
- l'intensité du feu ;
- la vitesse d'extension possible de l'incendie ;
- l'existence de risques particuliers (produits toxiques).

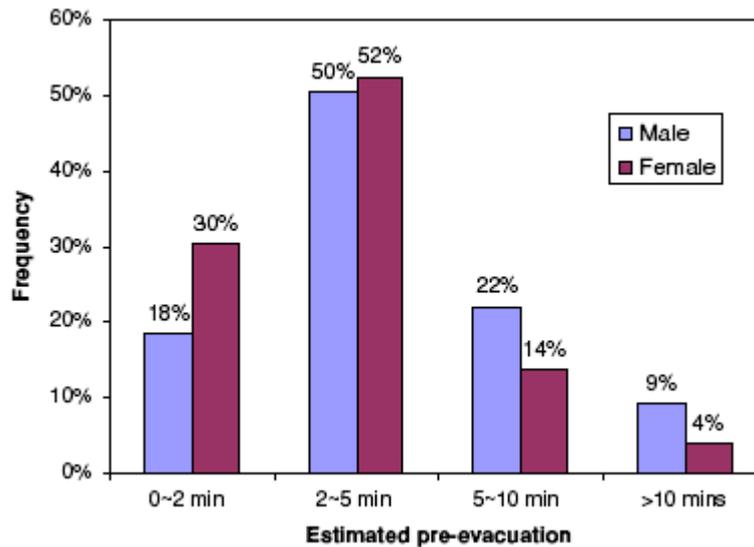
La probabilité de **naissance** d'un incendie est fonction :

- des installations de chauffage et appareils électriques ;
- de la présence de gaz inflammable ;
- de certains procédés de chimie industrielle ;
- de la présence de poussières pouvant générer des explosions.

Relativement au dernier point, des déchets comme les copeaux de bois, les poussières etc. doivent être régulièrement évacués pour contrer un sérieux danger d'incendie. Citons aussi la combustion spontanée de chiffons pleins d'huile, l'auto inflammation de laines de fer par des piles...L'**origine** du danger incendie peut être [HEL, 05], [ZHA, 09]: - interne, liée :

- au bâtiment lui-même et à son contenu ;
  - aux activités qui s'y déroulent (activités industrielles) ;
  - aux personnes occupant le bâtiment (fumeurs, déchets).
- externe, lié :

- aux bâtiments adjacents (par les fenêtres par exemple) ;
- aux installations voisines (gaz liquéfié) ;
- à des conduites de gaz sous la voirie.



**Figure 1.2-** Comparaison des temps de pré-évacuation de sexe masculin et féminin [ZHA, 09].

### 2.1.5. Le comburant [HEL, 05]

Le principal comburant est l'oxygène de l'air. L'air atmosphérique contient 20,94 % d'oxygène en volume et 23,2 % en poids. Si on ajoute à l'air un gaz tel que du dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ), ou si on ajoute de l'azote ( $\text{N}_2$ ) qui est un gaz inerte, on obtient un mélange air +  $\text{CO}_2$  ou air +  $\text{N}_2$  dont la concentration en oxygène sera d'autant plus réduite que l'ajout de  $\text{CO}_2$  ou de  $\text{N}_2$  est plus important. Cette diminution de concentration d'oxygène dans l'air s'obtient en utilisant des extincteurs portatifs et des installations fixes d'extinction au  $\text{CO}_2$  ou autres gaz extincteurs substitués des halons. On réalise également l'**inertage** de silos agricoles en y injectant de l'azote en continu. A la pression atmosphérique, l'homme peut difficilement respirer quand la concentration de l'air en oxygène descend sous les 14 % en volume.

On peut constater expérimentalement qu'il existe une limite de concentration d'oxygène sous laquelle la combustion n'a plus lieu. Cette limite varie cependant avec la nature du gaz ajouté à l'air et la nature du combustible:

**Tableau 1.1** Concentration de l'air en oxygène

COMBUSTIBLE	Air + CO <sub>2</sub>	Air + N <sub>2</sub>
Acétone	15,5 % O <sub>2</sub> en volume	13,5 % O <sub>2</sub> en volume
Benzène	14% O <sub>2</sub> en volume	11% O <sub>2</sub> en volume
Méthane	14,5% O <sub>2</sub> en volume	12% O <sub>2</sub> en volume
Oxyde de carbone (CO)	8% O <sub>2</sub> en volume	5,5% O <sub>2</sub> en volume
Poussière d'aluminium	3% O <sub>2</sub> en volume	9% O <sub>2</sub> en volume

Dans ce tableau on constate que la combustion de l'acétone dans un mélange d'air + CO<sub>2</sub> n'est plus possible lorsque la quantité de CO<sub>2</sub> ajoutée à l'air est telle que la concentration d'oxygène descend sous 15,5 % en volume. Les poussières d'aluminium peuvent encore brûler dans une atmosphère qui ne contient que 9% d'oxygène. Ces valeurs n'ont rien d'absolu et sont données à titre indicatif car elles dépendent des conditions d'essai, de la source d'inflammation utilisée et de la turbulence du combustible.

Mais la **concentration d'oxygène** ambiant peut augmenter par exemple lors d'une fuite d'installation ou de bonbonne qui contient de l'oxygène dans une aciérie, un hôpital, un bassin de natation, un poste de soudure. La température de flamme de quelques gaz qui brûlent dans l'air ou l'oxygène est donnée ci-après:

**Tableau 1.2** La température de flamme de quelques gaz qui brûlent dans l'air ou l'oxygène

GAZ COMBUSTIBLE	Combustion dans l'air	Combustion dans l'oxygène pur
Propane	1925 °C	2850 °C
Acétylène	2325 °C	3135 °C
Hydrogène	2045 °C	2660 °C

Cette propriété des gaz est utilisée dans les chalumeaux employés pour les travaux de soudure et oxycoupage. Les températures élevées de ces flammes sont la cause d'incendies lors de travaux de soudure réalisés sans appliquer les procédures du permis de feu. Autre élément à ne pas négliger: les corps gras s'enflamment spontanément en présence d'oxygène. C'est la

raison pour laquelle on ne graisse jamais les vannes d'oxyducs. Dans ce cas, le triangle du feu se limite à un segment puisque la température ambiante suffit pour initier une combustion. Une augmentation de la **pression atmosphérique** peut avoir comme conséquence d'augmenter la vitesse de combustion:

**Tableau 1.3** Vitesse de combustion

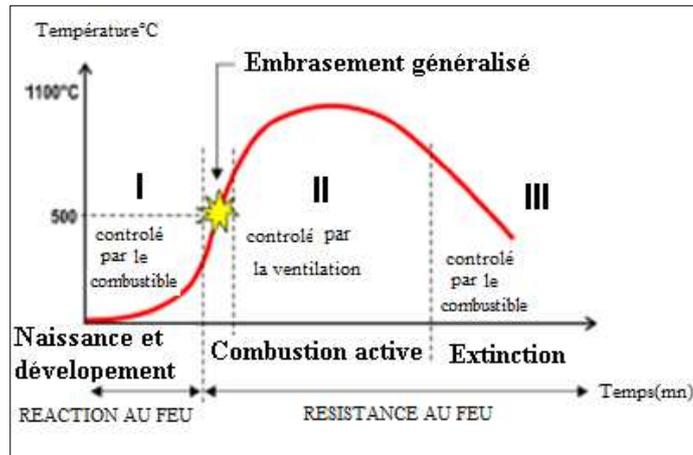
Pression atmosphérique	alcool	MEK*	coton
1 hPa	100	100	100
2 hPa	129	133	134
3 hPa	158	158	141
4 hPa	181	220	179

\* Méthyl-ethyl-cétone

Les valeurs ci-dessus ont été déterminées en prenant 100 pour la vitesse de combustion à la pression atmosphérique normale. Tous ce qui a été dit ci-dessus tend à mettre en évidence l'esprit critique qu'il y a lieu de développer quand on aborde les conditions de naissance et d'évolution d'une combustion initiale souvent confondue avec la cause de l'incendie.

### 3. INCENDIE NORMALISE ET INCENDIE REEL

Le concept, incendie normalisé et réel est défini dans la thèse de doctorat [REN, 03]. 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 et 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. La courbe, présentée en figure 1.3 [REN, 03] [DEN, 07], fait apparaître les trois phases suivantes :



**Figure 1.3** : Evolution de la température lors d'un incendie réel [DEN, 07]

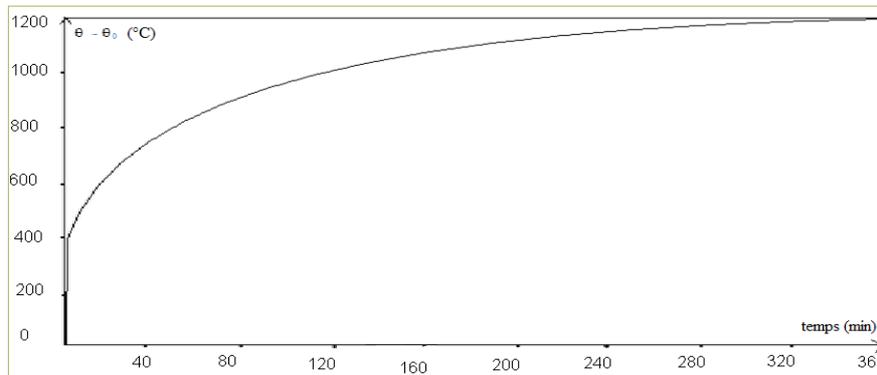
- Phase initiale; la durée est de l'ordre de 10 à 20 minutes et la température reste relativement faible, les éléments de structure sont peu sollicités thermiquement. Elle est généralement négligée dans les problèmes de résistance au feu.
- Phase de combustion, la température maximale est atteinte à 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 ISO 834) [ENV, 91]. Dans ce cas, l'élévation de température à laquelle sera soumis un élément est conforme à la courbe ci-dessous et à la relation suivante :

$$\theta - \theta_0 = 345 \text{ Log}_{10} (8t + 1). \quad (\text{I.1.1})$$

Où  $t$  : est le temps [min],  $\theta$  : est la température en [°C] à laquelle sera soumis l'élément de structure au temps  $t$ ,  $\theta_0$  : est la température initiale, généralement prise égale à 20°C.

De manière simplifiée, il peut être retenu que cette courbe atteint environ 500°C après seulement 3 minutes, 800° après 30 minutes et plus de 1000° après 90 minutes.



**Figure 1.4:** Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu

Par ailleurs il convient de signaler que la courbe ISO [ENV, 91] 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). Comme on peut le remarquer sur la figure 1.4 ou sur l'équation (I.1.1), la courbe température-temps conventionnelle n'admet pas de limite temporelle ni de décroissance en température. Cette courbe est monotone croissante. Elle ne simule donc pas la phase de décroissance du feu et de refroidissement des matériaux. La limite d'application est définie par la réglementation. Dans le cadre de la stabilité au feu des structures métalliques portantes (poteaux – poutres) de bâtiment, la courbe est appliquée pendant différentes durées. Selon les règlements celle-ci peut varier de 1/4 h à 6 h.

### 3.1 Différents modèles de l'action thermique

Il y a plusieurs façons de modéliser l'incendie à l'intérieur d'un bâtiment. Dans un ordre croissant de complexité, les modèles utilisés le plus couramment sont [DEN, 07]:

- Les courbes nominales ;
- Les courbes paramétriques ;

- Les modèles de zones ;
- Les modèles CFD (pour Computational Fluid Dynamics)

Et enfin les modèles de feux localisés qui eux n'affectent pas uniformément la surface du compartiment.

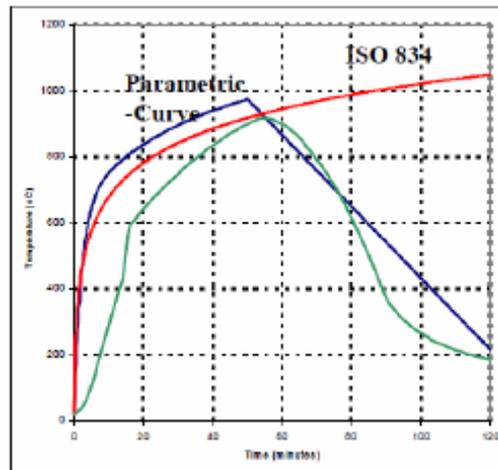
### **3. 2 Courbes nominales**

Les courbes nominales , [DEN, 07] dont la courbe ISO ont toutes les caractéristiques suivantes:

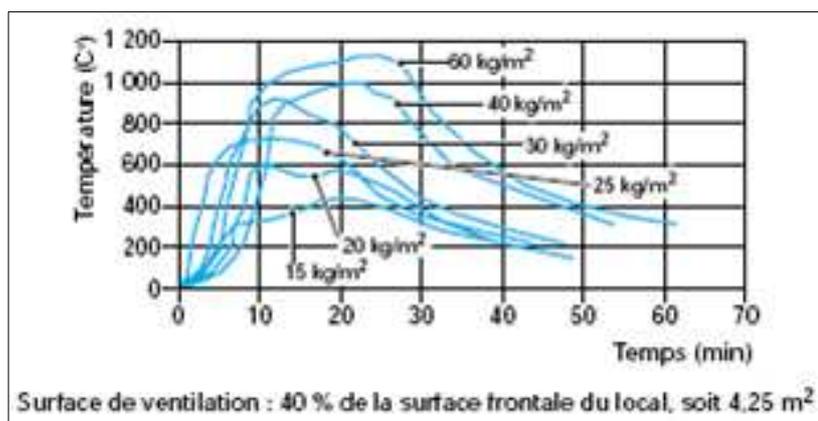
- la température est uniforme dans le compartiment ;
- le seul paramètre dont elles dépendent est le temps ;
- il n'y a pas de phase de refroidissement. La courbe nominale ASTM, utilisée aux Etats-Unis, est très proche de la courbe ISO.

### **3. 3 Courbes paramétriques**

combustion en fonction du temps [DEN, 07]. La température dans le compartiment est uniforme mais, contrairement aux courbes nominales, la relation est calculée sur base des trois paramètres principaux : charge incendie, ventilation et propriétés des parois. Il faut noter que ces courbes ne peuvent être utilisées qu'au stade du pré dimensionnement, car elles sont in sécuritaires. Ceci est mentionné dans le future annexe nationale (ANB) à l'Eurocode 1, partie 1-2. Au stade de la réalisation, un calcul suivant un modèle de zone doit être réalisé si le concepteur souhaite aller au-delà de la courbe ISO.

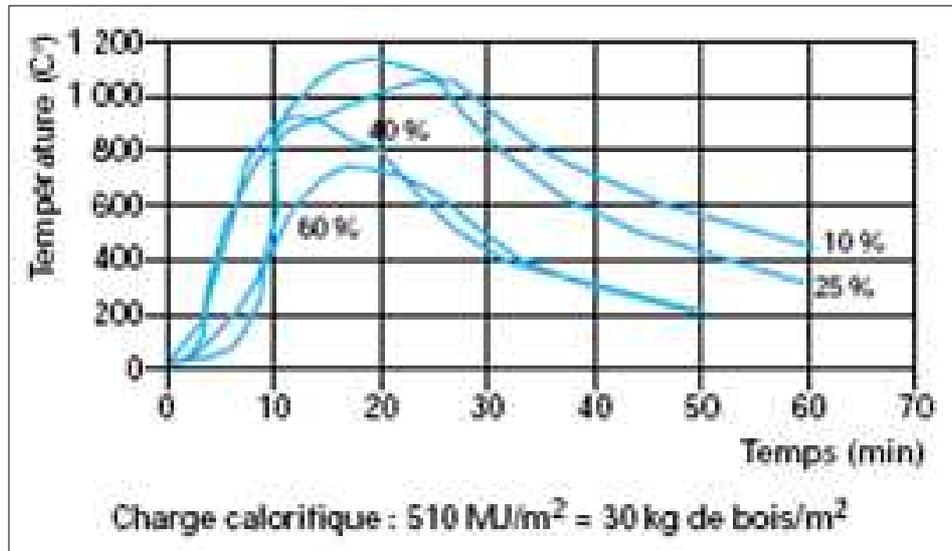


**Figure 1.5-** Comparaison entre les courbes paramétrique, nominale et le Model O- Zone [MIH, 09]



**Figure 1.6–** Évolution de la température d'un local de 30 m<sup>3</sup> en fonction du temps et de la charge calorifique exprimée en équivalent bois par m<sup>2</sup> de surface au sol [KRU, 04]

Une courbe paramétrique montre également l'évolution de la température des gaz , dans certains cas, il est possible de faire référence à des évolutions températures-temps plus réalistes (incendies naturels) prenant en compte la décroissance du feu lorsque la majeure partie de la charge combustible (environ 70 %) est consommée (figures 1.5 et 1.6) [KRU, 04]



**Figure 1.7**– Évolution de la température d’un local de 30 m<sup>3</sup> en fonction du temps et de la surface de ventilation exprimée en fonction de la surface frontale du local [KRU, 04]

Cette méthode s’applique aux compartiments en feu de dimensions réduites tels que ceux rencontrés dans les hôtels, bureaux, écoles, habitations, avec une distribution uniforme de la charge incendie. L’hypothèse d’une distribution uniforme de la température dans le compartiment en feu est alors admise. Cette méthode prend en compte les principaux facteurs suivants :— la somme des matériaux combustibles distribués dans le compartiment incendié, exprimée en termes de densité moyenne de la charge incendie (permanente et mobile) ;

- la vitesse de combustion des différents matériaux combustibles
- la géométrie du compartiment incendié ;
- la ventilation (dimensions des baies en façade) du compartiment incendié ;
- la réponse thermique des murs et des planchers limitant le compartiment incendié.

L’influence de la densité de la charge incendie et de la ventilation sur la température des gaz du compartiment est représentée sur les figures 1.6 et 1.7. La grande majorité des modèles actuels de feu de compartiment néglige la période de pré embrasement généralisé, puisque le comportement mécanique des structures est principalement gouverné par l’évolution de température post-embrasement généralisé.

### 3.4 Modèles numériques [KRU, 04]

Ces modèles permettent d'évaluer l'évolution de l'incendie en tant que phénomène non stationnaire pour un compartiment donné et une charge d'incendie connue. La température est définie par :

- l'emplacement d'un foyer initial ;
- la croissance de l'incendie (débit de pyrolyse en fonction du temps) ;
- la taille, la géométrie, l'inertie thermique et la ventilation du compartiment incendié ;
- éventuellement, la taille et l'emplacement des ouvertures dans les parois du compartiment, ainsi que la géométrie des compartiments adjacents.

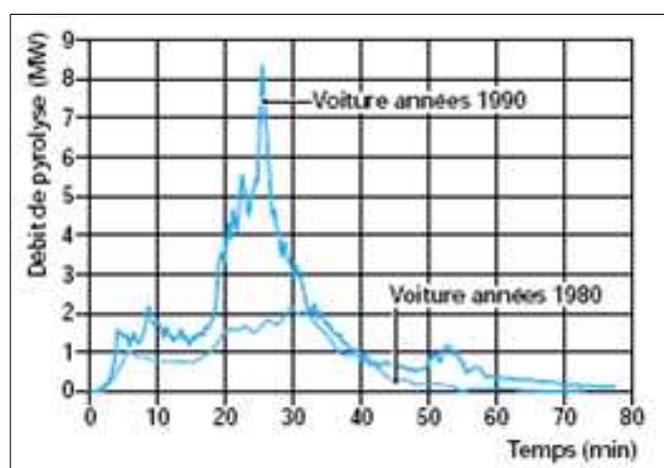
**Tableau 1.4** – Valeur de la charge calorifique pour différentes activités

Habitations	330 à 780 MJ/m <sup>2</sup>	
Hôpitaux	100 à 330 MJ/m <sup>2</sup>	
Hôtels	310 à 330 MJ/m <sup>2</sup>	
Bureaux	80 à 550 MJ/m <sup>2</sup>	(à l'exception des archivages, stockages, bibliothèques et pièces spéciales)
Écoles	215 à 340 MJ/m <sup>2</sup>	(à l'exception des couloirs, salles de réunion, locaux techniques, stockages)
Centres commerciaux	400 à 900 MJ/m <sup>2</sup>	
Parcs à voitures	200 à 300 MJ/m <sup>2</sup>	

Globalement, la densité totale de charge incendie peut être répartie dans les classes du tableau 1.5

**Tableau 1.5** – Classification en fonction de la charge calorifique

Faible	Moins de 250 MJ/m <sup>2</sup> (pas d'embraselement généralisé)	parkings
Moyenne	500 à 1000 MJ/m <sup>2</sup>	habitations, hôpitaux, maisons, écoles, bureaux...
Élevée	1000 à 2000 MJ/m <sup>2</sup>	fabrication, stockage de biens combustibles < 150 kg/m <sup>2</sup>
Très élevée	plus de 2000 MJ/m <sup>2</sup>	stockage, entrepôts (magasins)



**Figure 1.8** Débit de pyrolyse de deux voitures (R18 et véhicule équivalent de la fin des années 1990) [KRU, 04]

L'évolution de la température des éléments de structure dépend : — du temps ;

— de la localisation de l'élément dans le compartiment. Ces méthodes demandent l'utilisation de modèles de calcul, parfois analytiques, mais surtout numériques (modèles de zones ou modèles fondés sur la mécanique des fluides par exemple). Quelques essais ont été menés sur des grandes halles ou dans des installations d'essai avec de grands compartiments qui permettent de mesurer, en différents points, l'évolution de la température des feux naturels. Ces résultats expérimentaux sont utiles pour tous les cas d'incendies localisés dans de grands compartiments ou de grands volumes. Des essais ont également été effectués sur des voitures

afin d'estimer le besoin de protection de parcs de stationnement. La figure 1.7 présente une comparaison entre le débit de pyrolyse d'une voiture (type R18) des années 1980 et celui d'une voiture de même type des années 1990.

#### 4. ACTIONS SUR LES STRUCTURES EN SITUATION D'INCENDIE [KRU, 04]

Les actions à prendre en compte sont :

- les actions thermiques, représentant l'action de l'incendie ;
- les actions mécaniques qui agissent sur les structures en cas d'incendie.

##### 4. 1. Actions mécaniques

Pour les actions mécaniques, la formule générale pour déterminer l'effet des actions est :

$$\Sigma \gamma G_A \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{I.1. 2})$$

avec  $G_k$  valeur caractéristique de l'action permanente,  $Q_{k,1}$  valeur caractéristique d'une (la principale) action variable,

$Q_{k,i}$  valeur caractéristique des autres actions variables,

$\gamma_{GA} = 1$  facteur partiel de sécurité pour situation accidentelle,

$\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$  combinaison de coefficients pour les bâtiments.

Étant donné que la probabilité d'occurrence d'un incendie conjointement avec des niveaux de charges élevés est extrêmement faible, les facteurs partiels de sécurité à appliquer sont fortement réduits en comparaison de ceux utilisés pour le dimensionnement à froid. Le coefficient  $\psi$  associé représente l'aspect cumulatif des combinaisons d'actions variables et/ou accidentelles, impliquant une action dominante et des actions variables non dominantes réduites. Dans le cadre de l'action accidentelle incendie, seuls les coefficients associés  $\psi_1$  et

**Le tableau 1.6** - récapitule les valeurs fixées pour différentes catégories de bâtiments.

Actions	$\Psi_1$	$\Psi_2$
charges d'exploitations		
cat A : habitation, résidentiels	0,5	0,3
cat B : bureaux	0,5	0,3
cat C : lieux de réunion	0,7	0,6
cat D : commerces	0,7	0,6
cat E : stockage	0,9	0,8
charges de circulation		
cat F : véhicules de poids <30kN	0,7	0,6
cat G : véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,5	0,3
cat H : toits	0	0
charges dues à la neige	0,2	0
charges du au vent	0,5	0

$\Psi_2$  interviennent. Leurs valeurs sont fixées dans l'Eurocode « EN 1990 », en fonction de l'action variable considérée et la catégorie du bâtiment. Le tableau **1.6** récapitule les valeurs fixées pour différentes catégories de bâtiments.

#### **4.2. Actions thermiques**

Les actions thermiques prises en compte réglementairement sont principalement les incendies « nominaux », c'est-à-dire des évolutions de température en fonction du temps, indépendantes de l'activité ou de la géométrie du bâtiment et définies par une formule analytique. Toutefois les nouvelles possibilités offertes par les Eurocodes conduisent de plus en plus à considérer des développements d'incendies plus en harmonie avec la réalité. Ces actions thermiques plus réalistes font appel soit à des modèles de calcul simplifiés soit à des modèles numériques.

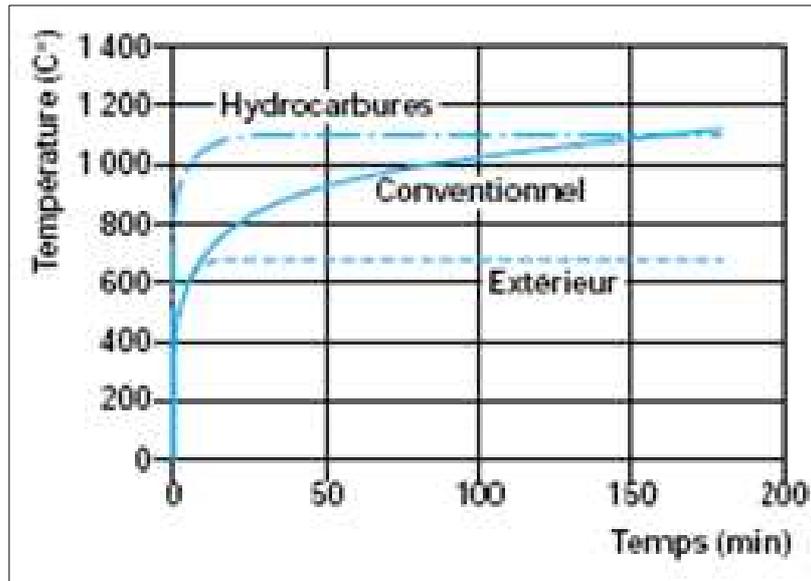


Figure 1.9– Différents feux nominaux [KRU, 04]

### 4.3. Incendies nominaux

Les normes internationales sont fondées principalement sur l'incendie conventionnel défini par la norme ISO-834, repris en France par l'arrêté du ministère de l'Intérieur du 3 août 1999 en Europe par l'ENV 1991-2-2 (cf. figure 1.9).

L'équation analytique est :

$$\theta_g - \theta_0 = 345 \text{ Log}_{10} (8t + 1) \quad (\text{I.1.3})$$

avec  $t$  temps (min),

1.  $\theta_g$  température ambiante (donc des gaz chauds) autour de l'élément de structure considéré. Cette température, dans le cas des incendies nominaux, est considérée comme homogène dans tout le local où l'incendie a lieu. Il est également possible d'utiliser une évolution température temps spécifique pour les incendies alimentés par des hydrocarbures (figure 1.9) [KRU, 04]:

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (\text{I.1.4})$$

avec  $t$  temps (min)

ainsi que la courbe relative à une exposition par l'extérieur des murs de façades :

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (\text{I.1.5})$$

Ces modèles sont d'une utilisation aisée, surtout dans le cas où des essais doivent être effectués, mais ils ne constituent qu'une représentation très grossière des phénomènes réels. Avec ces feux nominaux, le flux thermique transmis aux éléments de structure est déterminé par la somme du flux convectif et du flux radiatif :

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (\text{en W/m}^2) \quad (\text{I.1.6})$$

■ Le **flux convectif**,  $\dot{h}_{net,c}$  par unité de surface de l'élément échauffé est donné par :

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (\text{I.1.7})$$

avec  $\alpha_c$  coefficient de transfert thermique par convection, égal à 25 W/(m<sup>2</sup> · K) pour l'incendie conventionnel et le feu externe, à 50 W/(m<sup>2</sup> · K) pour le feu d'hydrocarbures et à 4 W/(m<sup>2</sup> · K) (ou 9 W/(m<sup>2</sup> · K) si le rayonnement est négligé) en face non exposée des éléments séparatifs,

$\theta_g$  température des gaz au voisinage de l'élément (° C),

$\theta_m$  température de surface de l'élément (° C).

■ Le **flux radiatif**  $\dot{h}_{net,r}$  par unité de surface de l'élément échauffé est donné par :

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \epsilon_{res} \cdot 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (\text{I.1.8})$$

avec  $\Phi$  facteur de vue, pris égal à 1 à défaut de valeur plus précise,  $\epsilon_{res}$  émissivité résultante, qui peut être estimée par  $\epsilon_f \cdot \epsilon_m$ ,  $\epsilon_f$  émissivité du four (généralement égale à 0,7, toutefois les nouveaux dispositifs d'essais européens [KRU, 04] conduisent à une valeur de 1,0),  $\epsilon_m$  émissivité du matériau considéré comme étant égal à 0,8 à défaut de valeur plus précise,

$\theta_r$  température de rayonnement représentatif de l'environnement de l'élément ( $^{\circ}$  C),  $\theta_m$  température de surface de l'élément ( $^{\circ}$  C). La température de rayonnement  $\theta_r$  est généralement prise égale à la température des gaz  $\theta_g$ .

## 5. CONCLUSION

Dans la partie I, nous avons définis d'après des travaux de recherches précédents dans le domaine de l'incendie les concepts feu et incendie. Nous avons aussi présenté des notions de base indispensables, utilisées implicitement dans notre travail. Citons comme exemple, les notions conduction, convection ...qui interviennent par les formules (I.1.7 et I. 1.8) incorporées dans le logiciel SAFIR. De la même manière les différents modèles de l'action thermique qui servent pour l'échauffement de l'élément considéré. Dans notre cas le modèle utilisé est ce lui de la courbe ISO 834. Dans l'annexe A se trouvent les fichiers de données des colonnes analysées. Dans lesquels on trouve l'instruction qui renvoie vers ce programme thermique pour réaliser l'échauffement de l'élément. L'incendie normalisé est basé sur l'évolution de la température (de manière à suivre la courbe nominale considérée) des gaz de combustion en fonction du temps. Ces gaz injectés dans le four créent l'incendie artificiel qui est d'après les figures (1.3 et 1.4) plus défavorable que l'incendie réel par l'absence de phase de refroidissement.

## REFERENCES

[HEL, 05] Helid Aresu de Seui, *Cours de protection contre l'incendie destiné aux préventionnistes incendie*, <http://www.aresu.be/> Mise à jour le 2005.05.15 /,

[ZHA, 09] Zhao C. M, S. M. Lo\*, M. Liu, Tat Chee Avenue, Kowloon Tong, Hong Kong S. P. Zhang, Xi\_an , P.R. China, *A Post-fire Survey on the Pre-evacuation Human Behavior*, Fire Technology, 45, 71–95, 2009

[REN, 03] C. RENAUD, *Modélisation numérique, expérimentation et dimensionnement pratique des poteaux mixtes avec profil creux exposés à l'incendie*, thèse de doctorat, Université de Rennes, 2003.

[DEN,07] Denoël .J. F, *Sécurité incendie et construction en béton*, Publication FEBELCEM, 2007

[ENV,91] ENV 1991 1-2, EUROCODE 1, *Actions sur les structures – Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu*, 2002.

- [MIH, 09] Mihai Cristian Vulcu, *Numerical Modeling of Membrane behaviour in fire situation*, Travail de fin d'études, University of Liege, 2009
- [KRU, 04] KRUPPA J., *Sécurité incendie des ouvrages en structures métalliques* : Département Incendie et Essais, Centre technique industriel de la construction métallique CTICM, publié par "les Techniques de l'Ingénieur", *partie 1* : C2506, 2004
- [NAD, 06] Nadjai A, M. O'Gara, *Compartment Masonry Walls in Fire Situations*, University of Ulster, Belfast, *Fire Technology*, 42, 211–231, 2006
- [LIE, 92] Lie. T.T.1992, *Résistance au feu des structures* : Progrès récents, *Article paru dans Canadian Consulting Engineer* , p 26-27
- [BAR, 78] Barthélémy B. & Kruppa J., *Résistance au feu des structures béton - acier-bois*, Paris. 1978
- [ENV, 91] ENV 1991 1-2, EUROCODE 1. 2002, *Actions sur les structures: Actions générales- Actions sur les structures exposées au feu*, Partie 1-2.
- [ENV, 92] ENV 1992 1-1 Eurocode 2 «*Calcul des structures en béton*»: *Règles générales et règles pour les bâtiments* Partie 1-1
- [ENV, 94] ENV 1994 1-2, EUROCODE 4. 2005 *Calcul des structures mixtes acier-béton :Règles générales, Calcul du comportement au feu*, Partie 1-2.
- [DIR, 05] Dirmer C, *Sécurité contre l'incendie dans les établissements recevant du public (ERP)* Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, Doc. C 3 280 – 2, 2005
- [LAN, 04] Langlais C, Klarsfeld S, *Isolation thermique à température ambiante. Propriétés*, Techniques de l'Ingénieur, C 3 372 – 2, 2004
- [RUD, 03] Ruddy J-L., Marlo J-P., Ioannides S- A., Alfawakhiri F., *Fire Resistance of Structural Steel Framing* American Institute of Steel Construction, Inc. 2003
- [DES,85] Design Manual on the European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures, [www.eccspublications.eu](http://www.eccspublications.eu), N°35, 1985
- [ECC, 85] ECCS, Technical Committee 3 – *Fire Safety of Steel Structures*, First Edition, N°35, 1985.
- [ENV, 93] ENV 1993 1-1, EUROCODE 3, *Calcul des structures en acier – Partie 1-1: Règles générales*, 2005.
- [CAD, 03] J. F. CADORIN, *Compartment Fire Models for Structures Engineering*, Thèse de doctorat Université de Liège, 2003
- [NUN, 09] Nuno Lopes\* and Paulo Vila Real, Luìs Simões da Silva, J-M Franssen, *Numerical Modelling of Thin-Walled Stainless Steel Structural Elements in Case of Fire*, *Fire Technology*, 2009
- [ZHA, 06] G. ZHANG, A-H. LEE, H-C. LEE, M. CLINTON, *Fire safety among the elderly in Western Australia*, *Fire safety journal*, ELSEVIER, N°41, 2006 p 57-61
- [MOS, 09] Mostafaei H., Sultan M.A, Bénichou N., *Recent developments on structural fire performance engineering - a state-of-the-art report*, NRC-CNRC, Canada, January 26, 2009
- [BLO, 04] Blomqvist, Lars Rosell and. Simonson M, *Emissions from Fires Part II: Simulated Room Fires*, *Fire Technology*, 40, 59–73, 2004

## **PARTIE II**

# **COMPORTEMENT DES COLONNES EN ACIER VIS-A-VIS DU FEU**



**CHAPITRE 1 :**  
**CARACTERISTIQUES THERMO-PHYSIQUES ET**  
**MECANIQUES DES ACIERS (A HAUTES TEMPERATURE)**

# 1. CARACTERISTIQUES THERMO-PHYSIQUES DES ACIERS

## Les phénomènes physiques et chimiques dans le matériau acier

L'influence de la température peut provoquer la transformation totale d'un élément solide (le cas de l'acier) à un fluide ce qui entraîne le changement des caractéristiques du solide, les auteurs (B. Barthélémy, J. Kruppa) dans leur ouvrage [BAR, 78] ont expliqué ce phénomène par : Tout corps solide est le siège d'une agitation moléculaire constante due à l'oscillation des atomes autour de leur position d'équilibre. Toute élévation de température entraîne une augmentation de la fréquence et de l'amplitude de ces mouvements. C'est le phénomène d'agitation thermique. Par ailleurs, l'échauffement entraîne une diffusion des atomes de carbone, qui entraîne une transformation du réseau cristallin. Aux environs de 1500°C, l'acier n'est plus qu'une solution liquide de carbone dans le fer. Ces transformations, structurelles entraînent bien entendu des modifications des propriétés des aciers.

### 1.1. Chaleur spécifique de l'acier

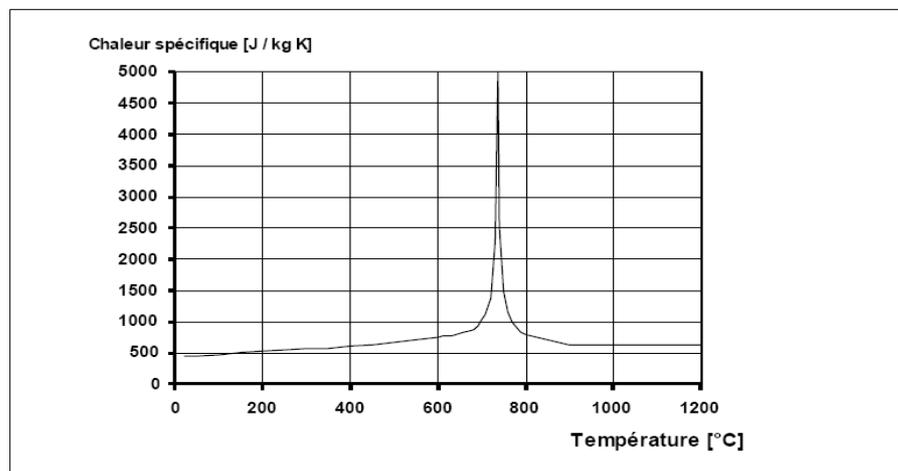


Figure 1.1 Chaleur spécifique de l'acier [ENV, 93]

D'une manière générale, les caractéristiques thermo-physiques à considérer pour l'acier, sont la conductivité  $\lambda_a$  (aptitude à transmettre le flux de chaleur), la chaleur spécifique  $C_a$  et la dilatation thermique  $(\Delta l/l)_a$ .

$$C_a = 425 + 7.73 \cdot 10^{-1}\theta - 1.69 \cdot 10^{-3}\theta^2 + 2.22 \cdot 10^{-6}\theta^3 \quad \text{pour } 20^\circ \text{C} \leq \theta \leq 600^\circ \text{C} \quad (\text{II.1.1})$$

$$C_a = 666 - \left( \frac{13002}{\theta - 738} \right) \quad \text{pour } 600^\circ \text{C} \leq \theta \leq 735^\circ \text{C} \quad (\text{II.1.2})$$

$$C_a = 635 - \left( \frac{17820}{\theta - 731} \right) \quad \text{pour } 735^\circ \text{C} \leq \theta \leq 900^\circ \text{C} \quad (\text{II.1.3})$$

$$C_a = 650 \quad \text{pour } 900^\circ \text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ \text{C} \quad (\text{II.1.4})$$

Où  $\theta$  est la température de l'acier.

Nous pouvons noter que la courbe donnée par l'Euro code 3 [ENV, 93] présente un pic autour de  $735^\circ \text{C}$ , dont le sommet environ de  $2500 \text{ J/kg}^\circ \text{K}$ . Ce pic tient compte du caractère endothermique du changement de phase cristallographique qui a lieu vers cette température. La chaleur spécifique de l'acier (en  $\text{J/Kg}^\circ \text{C}$ ) varie avec la température. La courbe donnant sa variation (figure 1.1) est définie par des relations se trouvant dans les règles ENV 1993 1-2.

## 1.2. Conductivité thermique de l'acier

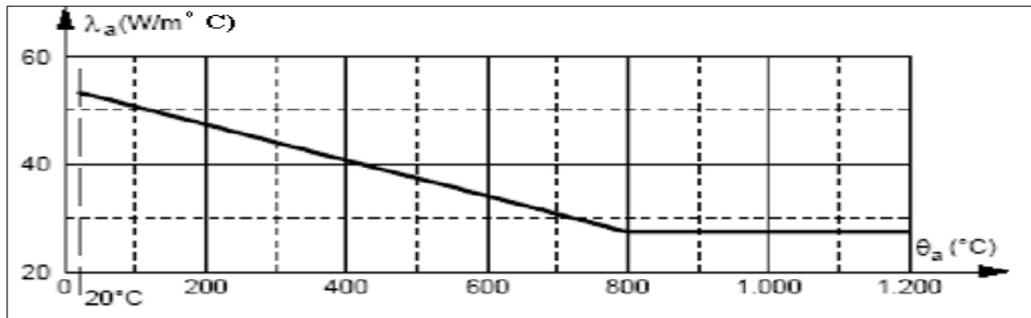


Figure 1.2: Variation de la conductivité thermique de l'acier en fonction de la température [ENV, 93]

Selon les règles [ENV, 93], la conductivité thermique est définie par la figure 1.2 et les relations suivantes:

$$\text{pour } 20^\circ \text{C} \leq \theta \leq 800^\circ \text{C} \quad \lambda_a = 54.333 \cdot 10^{-2} \theta \quad \text{W/m}^\circ \text{C} \quad (\text{II.1.5})$$

$$\text{Pour } 800^\circ \text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ \text{C} \quad \lambda_a = 27.3 \quad \text{W/m}^\circ \text{C}$$

### 1.3. Masse volumique

Selon les règles [ENV, 93]. La masse volumique de l'acier  $\rho_a$  doit être considérée comme indépendante de la température, sa valeur est égale à :  $\rho_a = 7850 \text{ Kg/ m}^3$ .

### 1.4. Dilatation thermique de l'acier

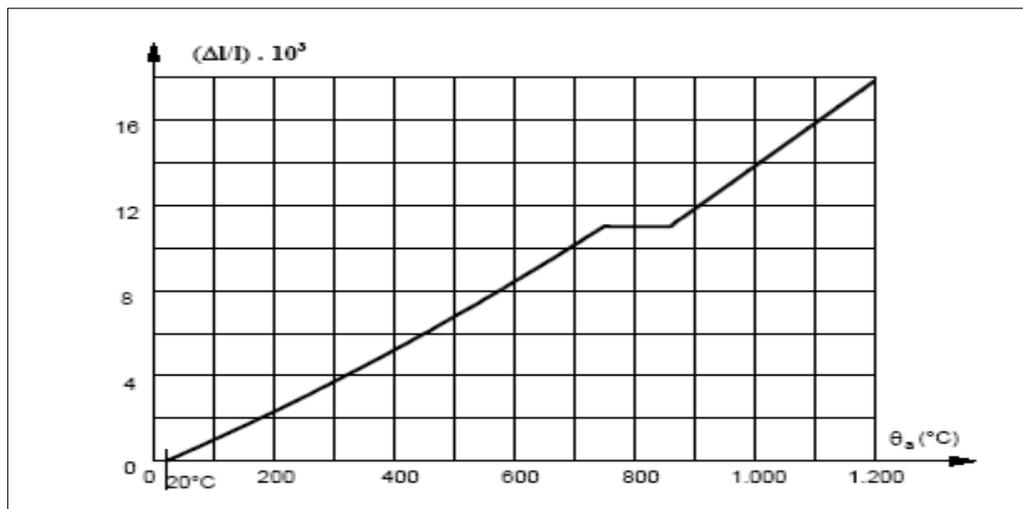


Figure 1.3- Dilatation thermique de l'acier [ENV, 94]

Même en absence de toute charge appliquée, les matériaux usuels de construction se déforment sous l'action d'une variation de température, l'échauffement produisant un allongement du matériau (Figure 1.3) proposé par les règles ENV 1994 p 1-2.

$$(\Delta l/l)_a = - 2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} \theta + 0.4 \cdot 10^{-8} \theta^2 \quad \text{pour } 20^\circ \text{C} \leq \theta \leq 750^\circ \text{C} \quad (\text{II.1.6})$$

$$(\Delta l/l)_a = 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{pour } 750^\circ \text{C} \leq \theta \leq 860^\circ \text{C} \quad (\text{II.1.7})$$

$$(\Delta l/l)_a = - 6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta \quad \text{pour } 860^\circ \text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ \text{C} \quad (\text{II.1.8})$$

### 1.5. Facteur de massivité

#### *Élément non protégé*

Le facteur de massivité d'une section d'un élément métallique est défini par le rapport de sa surface exposée au feu par unité de longueur et son volume par unité de longueur.

#### *Éléments exposés sur 4 faces*

Dans le cas où les éléments métalliques sont exposés sur 4 faces, le facteur de massivité est déterminé par le rapport de son périmètre en section et la surface de la section. Quelques formulations simples pour les éléments usuellement utilisés sont données dans l'Eurocode 3 partie 1.2 (voir chapitre 2). Par exemple, un tube de section carrée de côté 100 mm et d'épaisseur 10 mm a un périmètre de 400 mm et une surface de 1900 mm<sup>2</sup>, soit un facteur de massivité de 210 m<sup>-1</sup>.

### ***Autres éléments***

Il peut exister des configurations différentes telles que certaines faces ne soient pas exposées au feu. C'est en particulier le cas pour des poutres situées en sous face de plancher. Le facteur de massivité est alors défini par le rapport de la partie du périmètre de l'élément exposée au feu par sa surface. Par exemple, une poutre en IPE 500 localisée en sous face d'un plancher présente un périmètre total de 1,74 m, mais le périmètre exposé au feu ne représente qu'une distance de 1,53 m. Sa surface en section étant de 116 cm<sup>2</sup>, le facteur de massivité de la poutre sera de 132 m<sup>-1</sup>. On notera donc une réduction du facteur de massivité de cette poutre exposée sur 3 côtés, par rapport au facteur de massivité de 150 m<sup>-1</sup> si celle-ci était exposée sur 4 côtés. Il peut être également le cas des poutres de planchers partiellement enrobées de béton (telles que les poutres métalliques à talon où seule la semelle inférieure peut être exposée au feu).

### ***Élément protégé, Protection suivant le contour (peinture, produit projeté)***

Pour les protections contre le feu appliquées selon le contour du profilé, le facteur de massivité de l'élément protégé est identique au facteur de massivité de l'élément non protégé.

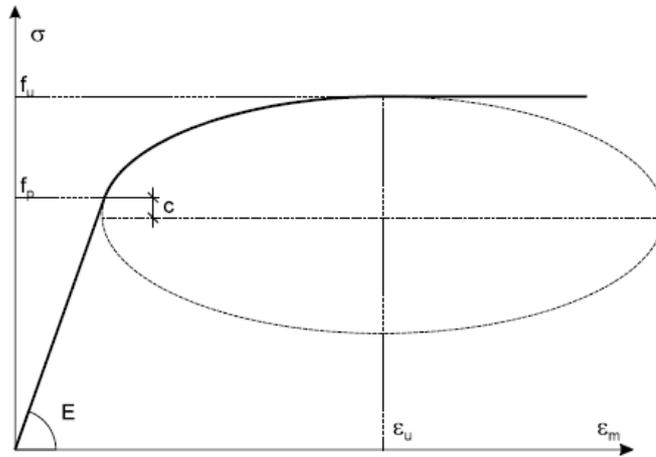
## **2. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES ACIERS**

### **2.1 Déformation mécanique dans l'acier [FRA, 87]**

Les premiers modèles établis pour représenter le comportement de l'acier en cas d'incendie avaient pour but de permettre l'utilisation des méthodes simples de calcul. On remarque, à la

lecture des premiers articles consacrés au sujet, que la philosophie, l'approche utilisée consistait à essayer d'extrapoler vers les hautes températures les comportements observés et les connaissances acquises à température ambiante. Le point de départ était la loi contrainte-déformation utilisée à 20°C, élastique-parfaitement plastique par exemple, et les paramètres nécessaires à sa description, le module de Young et la limite élastique dans ce cas. La question principale était de savoir de quelle manière ces paramètres seraient affectés par l'élévation de la température. On ne compte plus le nombre d'essais réalisés pour connaître la diminution du module de Young et de la limite élastique avec la température. En raisonnant de la sorte, cependant, on s'enfermait dans la logique du comportement élastique-parfaitement plastique. La loi contrainte-déformation considérée gardait obligatoirement la même forme à chaud qu'à froid, avec la conséquence que certains comportements physiques ne pouvaient pas être représentés convenablement. Dans la thèse de doctorat [FRA, 87], l'auteur a signalé que de meilleurs résultats pouvaient être obtenus par l'utilisation de relations bilinéaires dans lesquels le plateau n'est plus horizontal mais permet une augmentation continue de la contrainte. A l'heure actuelle, nombreux sont encore les programmes de calcul qui sont publiés avec l'hypothèse élastique-parfaitement plastique. Selon [FRA, 87] Pour modéliser le comportement du matériau en vue d'une simulation numérique, il est évidemment préférable de prendre les relations contrainte-déformation expérimentales comme point de départ, de trouver une expression analytique permettant de représenter ces courbes, même si elle est différente de celle qu'on utilise à 20°C, et finalement de déterminer pour chaque température la valeur des divers paramètres qui interviennent dans cette expression analytique. C'est l'approche qu'ont suivie Rubert et Schaumann dans les travaux qui ont servi de base aux lois adoptées dans les Eurocodes. Afin d'établir un modèle de comportement où le fluage serait pris en compte de manière implicite, ils ont réalisé au centre de recherche de la firme KRUPP, des essais transitoires de flexion sur des poutrelles IPE80 et IPE120. Les poutrelles furent

sollicitées à différents niveaux de charge et soumises à échauffement, avec une vitesse variant entre 2.67 et 32°C/min. Dans chaque spécimen, la température était uniforme mais différents niveaux de contrainte et de déformations existaient à différents endroits. L'expression analytique choisie correspond à la courbe élastique elliptique-parfaitement plastique représentée à la figure 1.4



**Figure 1.4 :** Modèle élastique-elliptique-plateau

Les quatre paramètres nécessaires pour caractériser ce type de courbe sont :

le module à l'origine  $E$ ,

la limite de proportionnalité  $f_p$ ,

la contrainte ultime  $f_u$  et

la déformation ultime  $\epsilon_u$ .

$$\sigma = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\epsilon_u - \epsilon_m)^2} + f_p - c \quad (\text{II.1.9})$$

$$E_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon_m} = \frac{b(\epsilon_u - \epsilon_m)}{a \sqrt{a^2 - (\epsilon_u - \epsilon_m)^2}} \quad (\text{II.1.10})$$

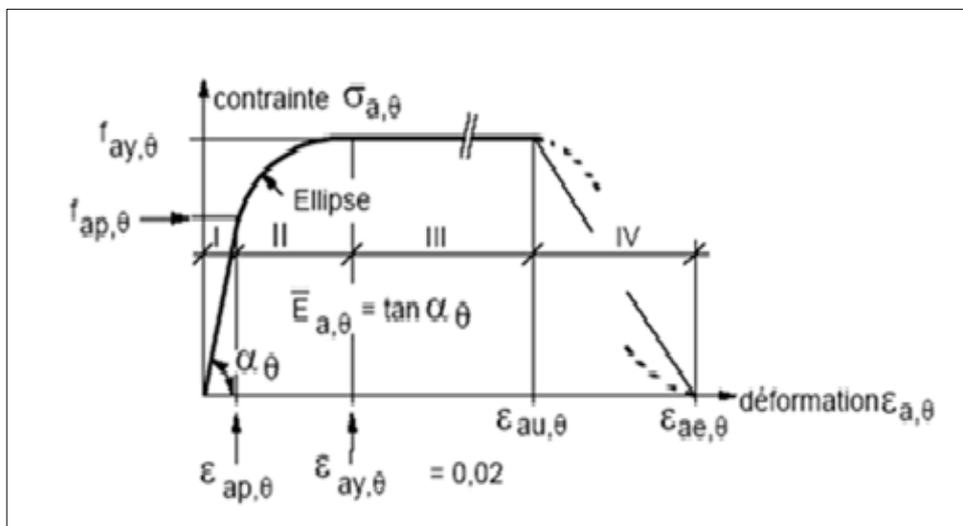
$$a^2 = \frac{E(\epsilon_u - \epsilon_p)^2 + c(\epsilon_u - \epsilon_p)}{E} \quad (\text{II.1.11})$$

$$b^2 = E(\varepsilon_u - \varepsilon_p)c + c^2 \quad (\text{II.1.12})$$

$$c = \frac{(f_u - f_p)^2}{2(f_p - f_u) + E(\varepsilon_u - \varepsilon_p)} \quad (\text{II.1.13})$$

$$\varepsilon_p = f_p / E \quad (\text{II.1.14})$$

## 2 .2. Relation contrainte – déformation de l’acier au carbone Aux températures élevées (Eurocode 3 partie 1-2)



**Figure 1.5-** Modèle de la relation contrainte – déformation acier aux températures élevées

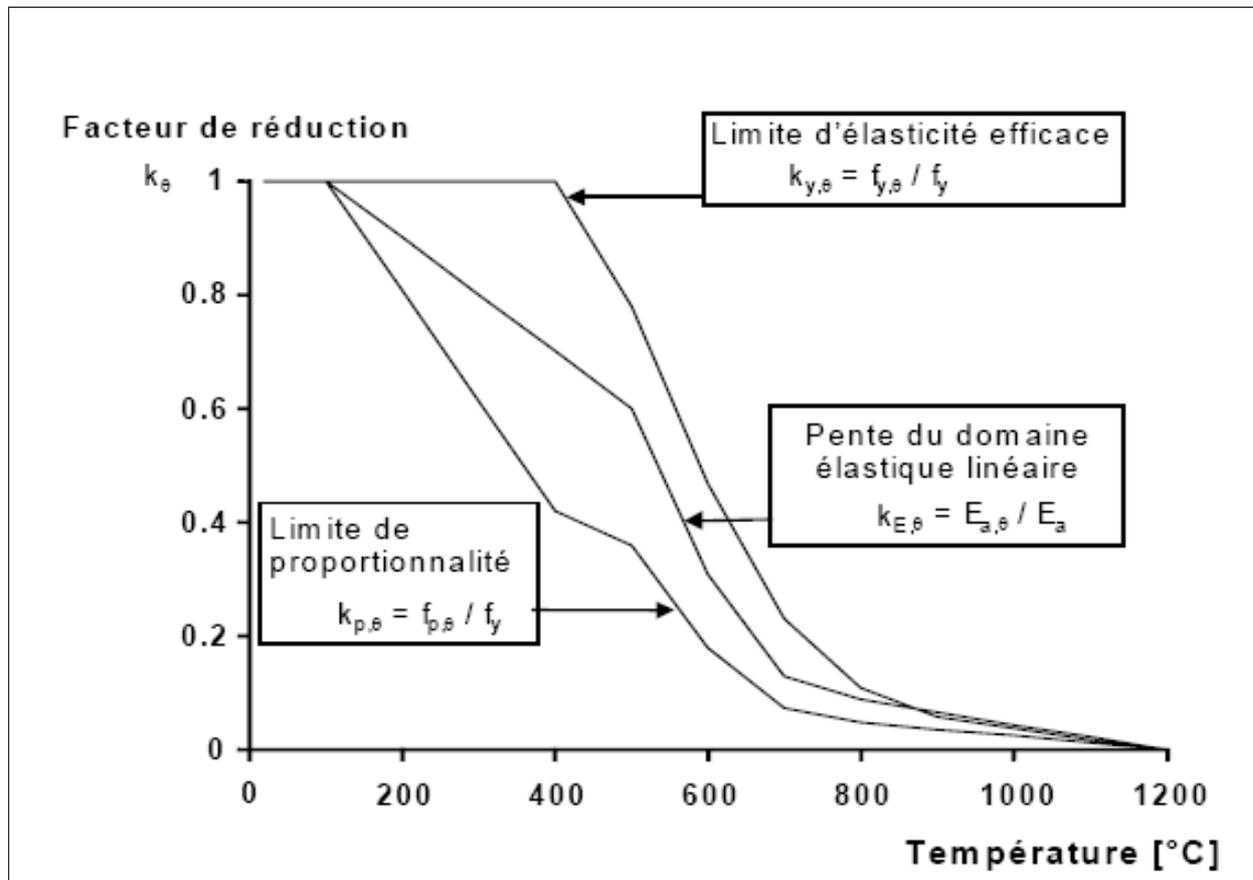
Selon les règles se trouvant dans les documents normatifs [ENV, 93] et [ENV, 94] la résistance et les propriétés de déformation de l’acier aux températures élevées, sont déterminées à partir de la relation contrainte-déformation donnée sur la figure 1.5.

**Tableau 1.1**– Relation entre les différents paramètres du modèle de la figure 1.5

Domaine de déformation	Contrainte $\bar{\sigma}_{a,\theta}$	Module tangent $E_{a,\theta}$
I- Elastique $0 \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II – Transitoire Elliptique $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon_{a,\theta}$ $\varepsilon_{a,\theta} \leq \varepsilon_{a \max,\theta}$	$\frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{a \max,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2} + \bar{\sigma}_{ap,\theta} - c$ Avec : $a^2 = (\varepsilon_{a \max,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) \left( \varepsilon_{a \max,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + \frac{c}{E_{a,\theta}} \right)$ $b^2 = E_{a,\theta} (\varepsilon_{a \max,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) c + c^2$ $c = \frac{(\bar{\sigma}_{a \max,\theta} - \bar{\sigma}_{ap,\theta})^2}{E_{ap,\theta} \cdot (\varepsilon_{a \max,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(\bar{\sigma}_{a \max,\theta} - \bar{\sigma}_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{a \max} - \varepsilon_{ap,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{a \max,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III – Plastique $\varepsilon_{a \max,\theta} \leq \varepsilon_{a,\theta}$ $\varepsilon_{a,\theta} \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$\bar{\sigma}_{a \max,\theta}$	0
IV – Plastique $\varepsilon_{au,\theta} \leq \varepsilon_{a,\theta}$ $\varepsilon_{a,\theta} \leq \varepsilon_{ae,\theta}$	Branche linéaire descendant du point $(\varepsilon_{au,\theta}, \bar{\sigma}_{a \max,\theta})$ au point $(\varepsilon_{ae,\theta}, 0)$	$-\frac{\bar{\sigma}_{a \max,\theta}}{\varepsilon_{ae,\theta} - \varepsilon_{au,\theta}}$

### 2.3 Facteur de réduction (Eurocode 3 partie 1-2)

La figure 1.6 et le tableau 1.2 montre l'évolution du facteur de résistance de l'acier et celle du module d'élasticité avec l'augmentation de la température. L'augmentation de température entraîne la réduction des caractéristiques de l'acier telles que le module élastique et la résistance.



**Figure 1.6** Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier au carbone aux températures élevées

**Tableau 1.2:** Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier au carbone aux températures élevées **EUROCODE 3 partie 1-2**

Température de l'acier $\theta_a$	Facteurs de réduction à la température $\theta_a$ par rapport à la valeur de $f_y$ ou $E_a$ à 20 °C		
	Facteur de réduction (par rapport à $f_y$ ) pour la limite d'élasticité efficace $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à $f_y$ ) pour la limite de proportionnalité $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à $E_a$ ) pour la pente du domaine élastique linéaire $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

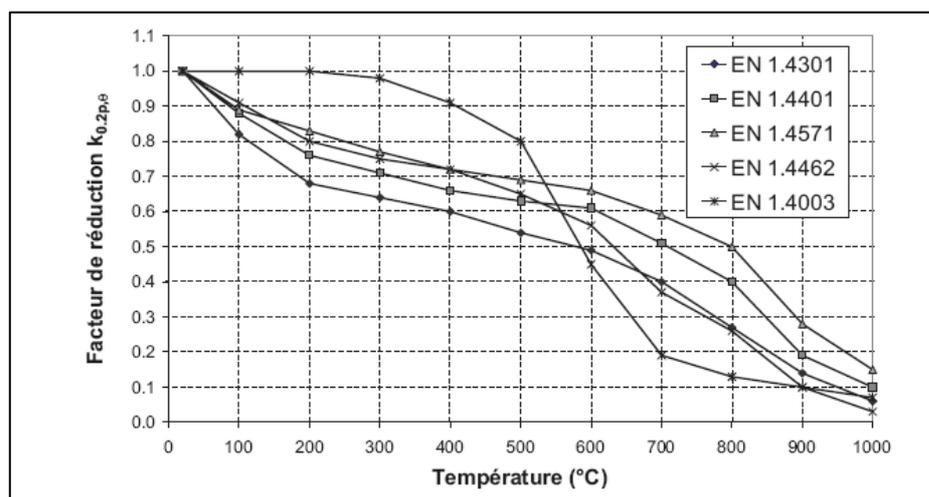
NOTE Pour des valeurs intermédiaires de la température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.

## 2.4 Facteur de réduction pour les profils du type IPE [REN, 09]

Dans le cadre de la nouvelle réglementation incendie relative à la sécurité incendie des entrepôts couverts relevant du régime de la déclaration, une stabilité au feu de degré R15 (stabilité au feu 1/4 h selon l'ancienne dénomination française) est exigée pour les structures et pannes dans l'article 4 de l'arrêté du 23 décembre 2008. Afin de permettre de justifier cette

exigence dans le cas d'entrepôts en charpente métallique à simple rez-de-chaussée, des méthodes de calcul simplifiées, fondées sur l'Eurocode 3 partie 1.2 (comportement au feu des structures en acier), relatives aux composants de charpentes métalliques Portiques composés poutres treillis et de poteaux métalliques de type H laminés à chaud ou équivalents (de type PRS), ... C. RENAUD, S. SAKJI [REN, 09] (voir annexe A). Elles permettent au concepteur de vérifier de façon relativement simple, si la structure d'un entrepôt métallique est stable au feu 15 minutes.

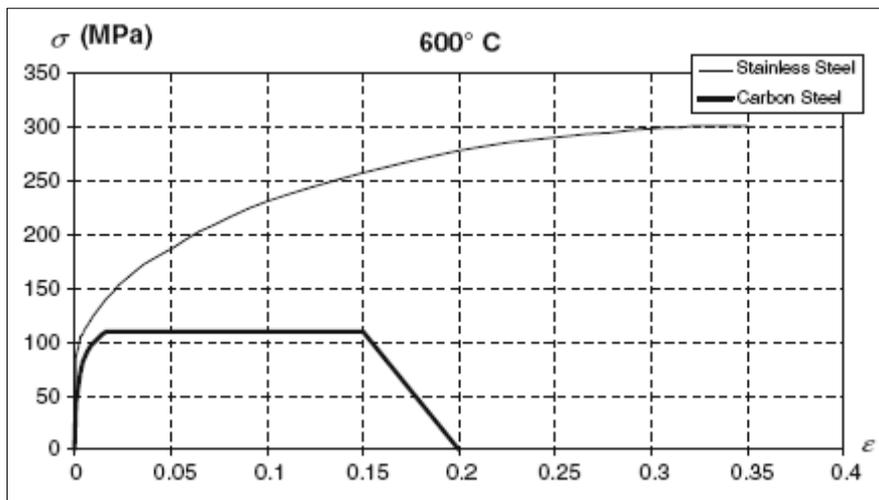
## 2.5. Facteur de réduction des aciers inoxydables [ZHA, 02]



**Figure 1.7**– Évolution du facteur de réduction de la limite d'élasticité à 0,2 % de déformation plastique des aciers inoxydables en fonction de la température [ZHA, 02]

Selon B. ZHAO, à partir des tableaux dans l'annexe A, on peut constater facilement qu'au delà de 600 °C, les nuances EN 1.4401 et EN 1.4571 possèdent une meilleure résistance au feu par rapport aux nuances EN 1.4301, EN 1.4462 et EN 1.4003 ; ceci apparaît à la figure 1.7 au niveau du facteur de réduction.

## 2.6. Relation contrainte – déformation de deux types d'acier a 600 ° c [LOP, 09]



**Figure 1.8-** Relation contrainte – déformation de l'acier au carbone S 235 et de l'acier inoxydable 1.4301 à 600 ° C [LOP, 09]

Nous pouvons dire que la contrainte à la température 600°C de l'acier inoxydable 1.4301 est assez élevée par comparaison à celle de l'acier au carbone S 235, ce qui nous permet de d'ajouter à la constatation de l'auteur B. ZHAO [14] : les nuances EN 1.4401 et EN 1.4571 possèdent une meilleure résistance au feu par rapport aux nuances EN 1.4301, S 235, EN 1.4462 et EN 1.4003

## 2.7 Conclusion

Les caractéristiques thermo physiques et mécanique des matériaux en cas d'incendie et dans les conditions normales n'évoluent pas de la même façon. D'après les Eurocode1, 2, 3, 4, partie1-2 et selon les recherches antérieures l'augmentation des températures provoque la réduction des propriétés mécaniques (résistance de compression et de traction, module d'élasticité). Nous allons voir d'après notre étude, que la raison essentielle de la ruine des structures en cas d'incendie est la dégradation des caractéristiques des matériaux.



## **CHAPITRE 2:**



# **ÉVOLUTION DES TEMPERATURES DANS LES ÉLÉMENTS EN ACIERS, CAS DES POTEAUX**

## 1. TEMPERATURES DES ÉLÉMENTS EN ACIER ETUDE BIBLIOGRPHIQUE

### 1.1. Températures des Éléments en acier non protégé [KRU, 04]

Pour déterminer la vitesse d'échauffement des éléments de structure en acier, il y a lieu de prendre en compte la présence ou non d'une protection thermique et la position de l'élément par rapport au foyer d'incendie. Pour une distribution de température supposée uniforme dans la section, l'augmentation de température  $\Delta \theta_{a, t}$  dans un élément en acier non protégé, situé à l'intérieur d'un local en feu, pendant un intervalle de temps  $\Delta t$ , peut être déterminée par:

$$\Delta \theta_{a, t} = \frac{A_m / V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (\text{II.2.1})$$

$A_m$  est la surface exposée de l'élément par unité de longueur [m<sup>2</sup>]

$V$  est le volume de l'élément par unité de longueur [m]

$c_a$  est la chaleur spécifique de l'acier (de l'ordre 700) [J/kg K]

$\dot{h}_{net,d}$  est la valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface [W/m<sup>2</sup>]

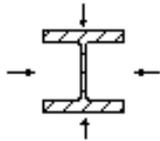
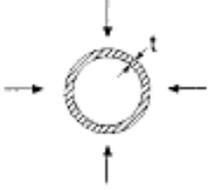
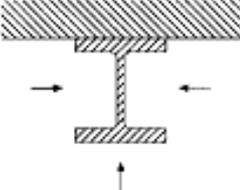
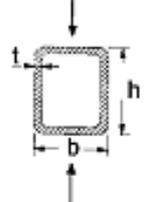
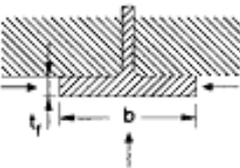
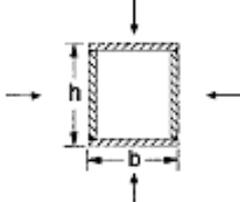
$\Delta t$  est l'intervalle de temps [s]

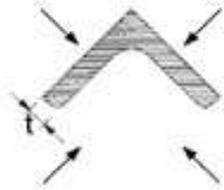
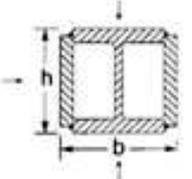
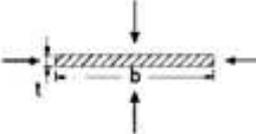
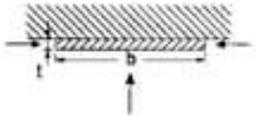
$\rho_a$  est la masse volumique de l'acier [kg/m<sup>3</sup>]

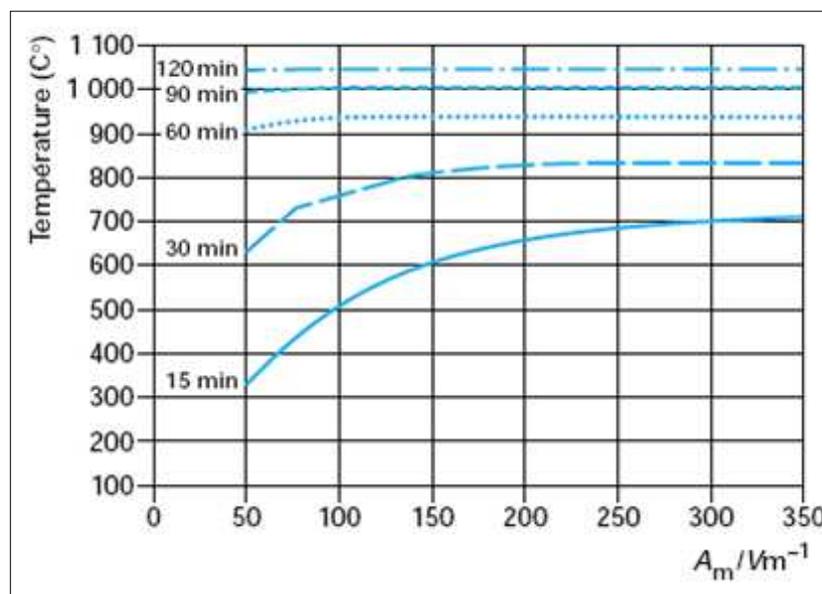
La valeur de  $\dot{h}_{net,d}$  est obtenue à partir de l'ENV 1991-2-2

Le facteur de massivité ( $A_m/V$ ) est le rapport entre la surface effective exposée au feu et le volume de l'acier par unité de longueur. Le tableau 2.2 donne quelques formules pour calculer le facteur de massivité pour des profilés non protégés. La figure 2.1 indique la température atteinte par des sections d'acier nu, de massivités différentes après 15, 30, ..., 120 min d'incendie conventionnel [KRU, 04].

Tableau 2.2: Formules pour le calcul du facteur de massivité ( $A_m/V$  en  $[m^{-1}]$ ) d'éléments en acier non protégés[7]

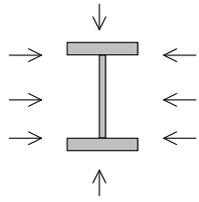
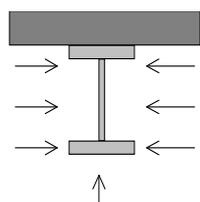
<p>Profilé exposé au feu sur tous les côtés :</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{périmètre}}{\text{aire de la section}}$ 	<p>Profil creux circulaire exposé au feu sur tout le pourtour : <math>A_m/V = 1/t</math></p> 
<p>Profilé exposé au feu sur trois côtés :</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{périmètre exposé au feu}}{\text{aire de la section d'acier}}$ 	<p>Profil creux (ou caisson reconstitué soudé d'épaisseur constante) exposé au feu sur tous les côtés :</p> <p>si <math>t \ll b</math> : <math>A_m/V = 1/t</math></p> 
<p>Semelle de profilé exposée au feu sur trois côtés :</p> $A_m/V = (b + 2t) / (bt)$ <p>si <math>t \ll b</math> : <math>A_m/V = 1/t</math></p> 	<p>Caisson reconstitué soudé exposé au feu sur tous les côtés :</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (b + h)}{\text{aire de la section d'acier}}$ 

<p>Cornière (ou tout profilé ouvert d'épaisseur constante) exposée au feu sur tous les côtés :</p> $A_m/V = 2/t$ 	<p>Profilé I avec renforts formant caisson, exposé au feu sur tous les côtés :</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (b+h)}{\text{aire de la section d'acier}}$ 
<p>Plat exposé au feu sur tous les côtés :</p> $A_m/V = 2(b+t)/(b \cdot t)$ <p>si <math>t \ll b</math> : <math>A_m/V = 2/t</math></p> 	<p>Plat exposé au feu sur trois côtés :</p> $A_m/V = (b + 2t) / (b \cdot t)$ <p>si <math>t \ll b</math> : <math>A_m/V = 1/t</math></p> 



**Figure 2.1** – Température de profilés en acier en fonction de leur facteur de massivité (en  $m^{-1}$ ) et de la durée d'échauffement sous incendie conventionnel

**Tableau 2.3** – Exemples de facteurs de massivité [m<sup>-1</sup>] pour quelques profilés courants

TYPE de PROFIL		
IPE 100	389	336
IPE 300	216	188
IPE 600	130	115
HEA 100	265	218
HEA 300	153	126
HEA 600	102	89
HEB 100	218	180
HEB 300	116	96
HEB 600	86	75
HEM 100	116	96
HEM 300	60	50
HEM 600	65	57
Profil creux carré 180 x 3,6	282	208
Profil creux carré 180 x 6,3	163	120
Profil creux carré 180 x 10	105	78

## 1.2 Températures des Éléments protégés en acier [KRU, 04]

### 1.2.1 Par protection directe

L'augmentation de la température  $\theta_{a,t}$  d'un élément en acier protégé, pendant un intervalle de temps  $\Delta t$ , soit  $\Delta \theta_{a,t}$ , peut être déterminée par :

$$\Delta \theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V}{d_p c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{(1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta \theta_{g,t} \quad ; \quad \text{avec } \Delta \theta_{a,t} \geq 0 \quad (\text{II.2.2})$$

$$\text{et } \phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V \quad (\text{II.2.3})$$

$A_p/V$  est le facteur de massivité pour l'élément en acier isolé par un matériau de protection contre le feu [m<sup>-1</sup>]

$A_p$  est la surface concernée de la protection contre le feu par unité de longueur d'élément [m<sup>2</sup>]

$V$	est le volume de l'élément par unité de longueur	[m]
$c_a$	est la chaleur spécifique de l'acier	[J/kg K]
$c_p$	est la chaleur spécifique du matériau de protection contre le feu	[J/kg K]
$d_p$	est l'épaisseur du matériau de protection contre le feu	[m]
$\Delta t$	est l'intervalle de temps	[s]
$\theta_{a,t}$	est la température de l'acier au temps $t$	
$\theta_{g,t}$	est la température ambiante des gaz au temps $t$	
$\Delta\theta_{g,t}$	est l'augmentation de la température ambiante des gaz pendant l'intervalle de temps $\Delta t$	
$\lambda_p$	est la conductivité thermique (fonction de la température) du matériau de protection contre le feu	[W/mK]
$\rho_a$	est la masse volumique de l'acier	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_p$	est la masse volumique du matériau de protection contre l'incendie	[kg/m <sup>3</sup> ]

Le tableau **2.3** donne les facteurs de massivité de profilés protégés par des produits appliqués selon le contour (projetés et intumescents) et appliqués en caisson (produits en plaques), chauffés sur trois ou quatre côtés. Des valeurs de facteurs de massivité pour quelques profilés laminés à chaud sont données dans le tableau **2.3**. Il y a trois grands groupes de produits de protection [KRU, 04] :

- produits projetés (fibreux ou pâteux) ;
- produits en plaques ;
- peintures intumescents.

Les caractéristiques souhaitables pour ces systèmes de protection sont :

- une bonne isolation thermique, c'est-à-dire une faible conductivité thermique ou une forte capacité thermique ;
- une résistance mécanique aux chocs et aux impacts satisfaisante;
- une bonne adhérence à l'élément pour éviter une chute du matériau de protection lors de l'augmentation de la température et de la déformation de l'élément de structure.

Les principaux matériaux de protection utilisés sont :

— **le plâtre**, qui peut se présenter sous forme de plâtre à projeter, directement ou sur une armature (treillis, lattis, grillage) fixée au support, de carreaux et plaques pour en coffrage de poutres et poteaux. Il est possible d'améliorer sa tenue au feu en y incorporant des adjuvants (vermiculite, perlite) ;

— **la vermiculite**, roche minérale, et **la perlite**, roche volcanique, peuvent prendre une forme expansée sous l'action de la chaleur. On les trouve en vrac ou sous forme d'enduit à projeter, plaques et panneaux ;

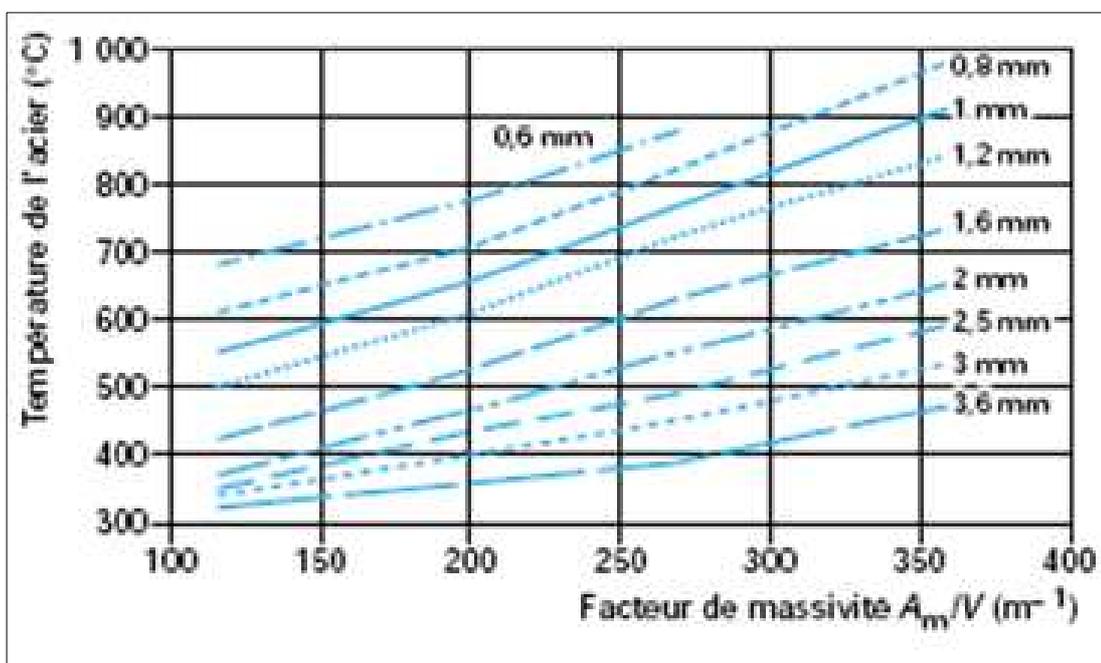
— **les fibres de roche**, d'origine minérale, sont obtenues à partir d'un bain de roche en fusion. Mélangées à un liant, elles peuvent être projetées ou utilisées sous forme de panneaux ;

— **les produits intumescents** (peintures ou enduits) gonflent sous l'action de la chaleur (entre 180 et 300 °C) et forment une « meringue » épaisse qui retarde l'échauffement des éléments. Certaines peintures peuvent être appliquées à l'extérieur ou encore en atelier avant montage des structures ; le procédé comprend généralement trois couches : antirouille (primaire), peinture intumescence proprement dite et couche de finition. La température d'échauffement d'un élément métallique protégé par des produits projetés ou des produits en plaques peut être déterminée : soit par des calculs, avec la formule précédente pour les géométries et conditions d'exposition au feu simples, ou à l'aide de modèles numériques aux éléments ou différences finis ;

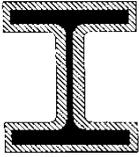
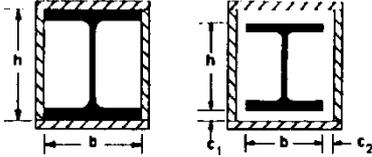
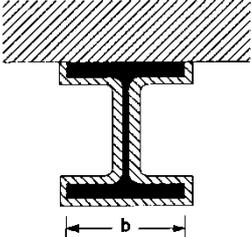
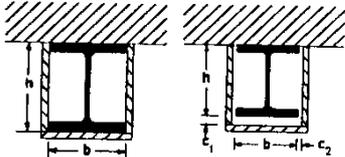
— soit, pour les cas simples, par l'utilisation d'abaques livrés par les laboratoires agréés à la suite des essais de caractérisation.

Ces abaques [KRU, 04] donnent l'épaisseur d'un matériau spécifique en fonction du facteur de massivité, de la température de l'élément en acier et de la durée de résistance au feu nécessaire (figure 2.1). Pour des structures protégées par des peintures intumescentes, leur échauffement est déterminé principalement par des abaques construits à partir d'une procédure expérimentale particulière, étant donné la difficulté de connaître leurs propriétés physiques en fonction de la température (figure 2.2).

**Figure 2.2** – Abaque donnant la température de profilés en acier en fonction de l'épaisseur d'une peinture intumescente, après 1 h d'incendie conventionnel

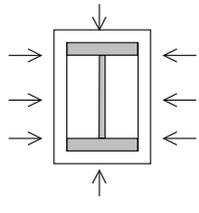
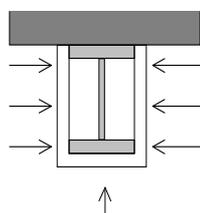


**Tableau 2.4 :** Formules pour le calcul du facteur de massivité d'éléments en acier isolés par un matériau de protection contre le feu [KRU, 04], [ENV, 93]

Cas	Facteur de massivité ( $A_p/V$ )
	$\frac{\text{périmètre de l'acier}}{\text{aire de la section d'acier}}$
	$\frac{2 \cdot (b + h)}{\text{aire de la section d'acier}}$ <p>avec <math>c_1</math> et <math>c_2 &lt; h/4</math></p>
	$\frac{\text{périmètre de l'acier} - b}{\text{aire de la section d'acier}}$
	$\frac{2 \cdot h + b}{\text{aire de la section d'acier}}$ <p>avec <math>c_1</math> et <math>c_2 &lt; h/4</math></p>

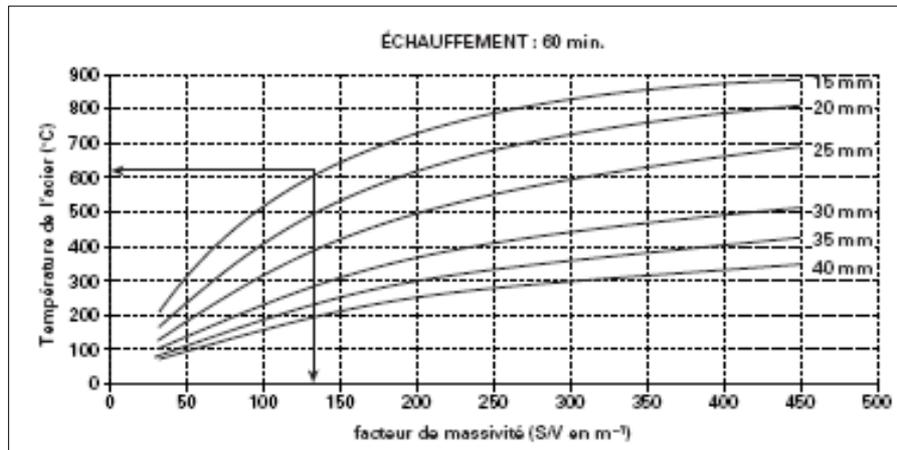
*Nota :  $c_1$  et  $c_2$  représentent l'espace entre le profile et la protection*

**Tableau 2.5** – Exemples de facteur de massivité de profilés protégés

TYPE de PROFIL		
IPE 100	301	248
IPE 300	167	139
IPE 600	105	91
HEA 100	185	138
HEA 300	105	78
HEA 600	79	65
HEB 100	154	115
HEB 300	81	60
HEB 600	67	56
HEM 100	85	65
HEM 300	43	33
HEM 600	51	42
Profil creux carré 180 x 3,6	282	208
Profil creux carré 180 x 6,3	163	120
Profil creux carré 180 x 10	105	78

### 1.2.2 Détermination graphique de l'épaisseur de protection

Dans le cadre du principe des méthodes simplifiées de l'Eurocode 3 partie 1.2, la résistance d'un élément est souvent réduite à la connaissance de sa température critique. La température critique est la température au-delà de laquelle l'élément n'est plus susceptible de supporter les charges qui lui sont appliquées. De ce fait, lorsque la température critique est connue, il est nécessaire de connaître l'épaisseur de protection à appliquer qui permet à la température de l'élément d'être inférieure à la température critique.



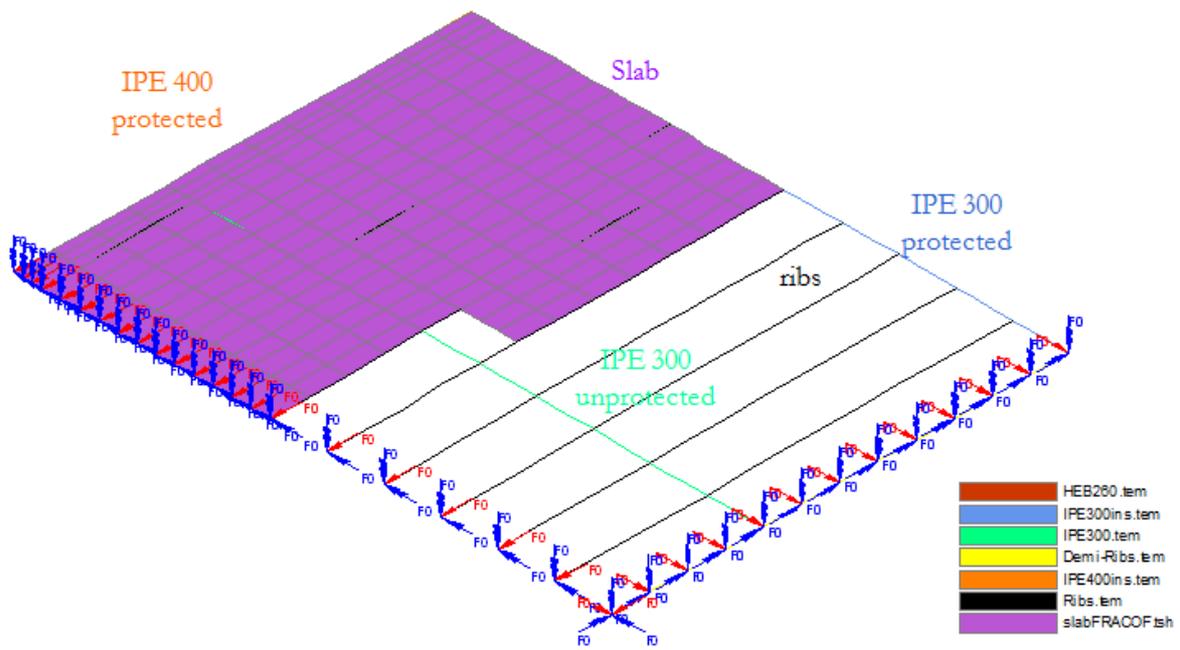
**Figure 2.3** – Détermination de l'épaisseur de produit de protection [KRU, 04] [JOY, 90]

Ainsi en se référant aux abaques donnés dans les procès verbaux qualifiant le matériau, et à partir de la température critique, l'épaisseur de protection peut être déterminée. Entre deux courbes sur les abaques Fig 2.3, l'épaisseur à appliquer est déterminée par interpolation linéaire.

### 1.3. Température des profiles en aciers protégés, étude expérimentale

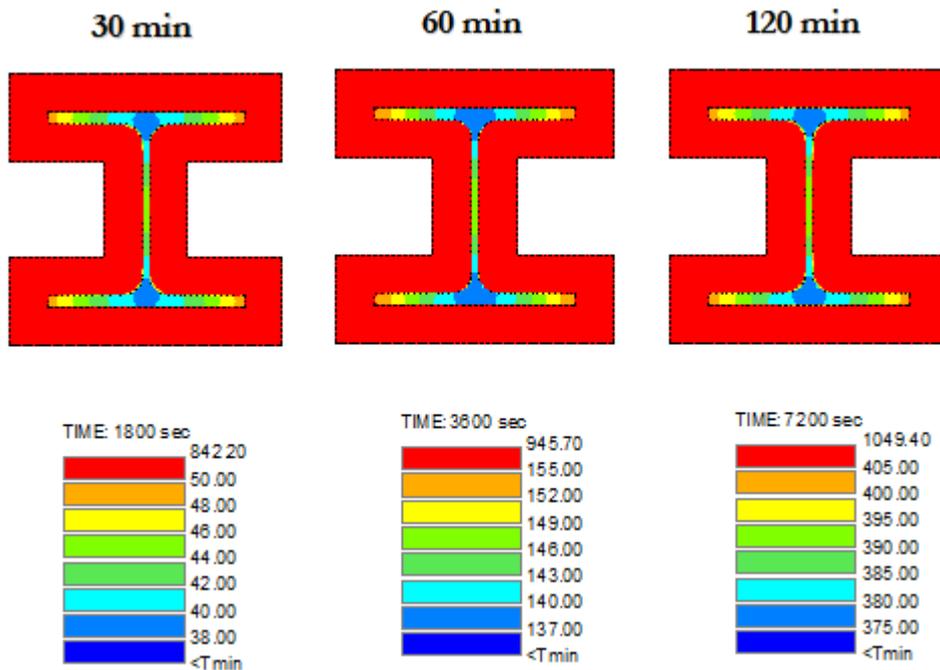
#### 1.3.1 Détermination des Température [FRA, 09]

La Figure 2.4 présente une ossature mixte constituée de : colonnes en profilé HEB 260 protégé (Fig. 2.5). Le plancher est composé de poutres principales en IPE 400 protégé (Fig. 2.6). Les poutres secondaires sont en IPE 300 (Fig.2.7) également protégé la protection de l'acier dans les figures ci-dessous est représentée par la couche rouge qui entoure le profilé. L'épaisseur peut être déterminée en utilisant des abaques. Cette ossature a subi un essai au feu au CTICM en France. L'étude expérimentale a fourni les résultats ci-dessous.



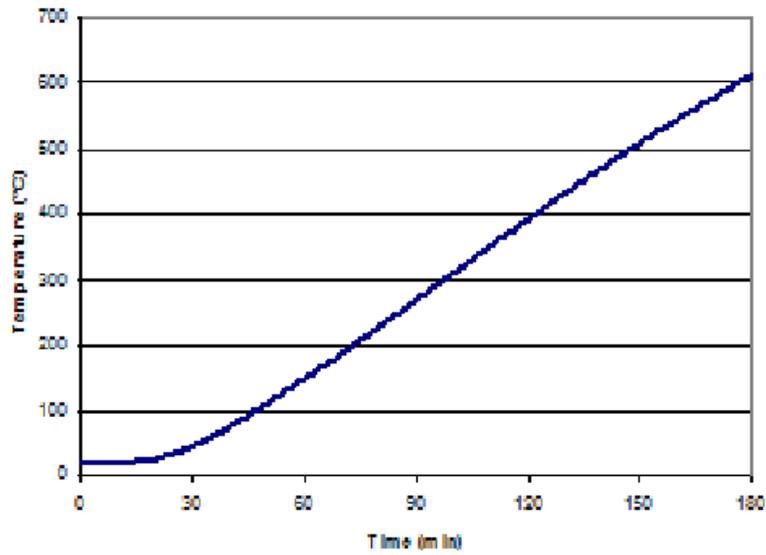
COSSFIRE Project - Rome Meeting 27/10/2009

Figure 2.4 Ossature mixte



COSSFIRE Project - Rome Meeting

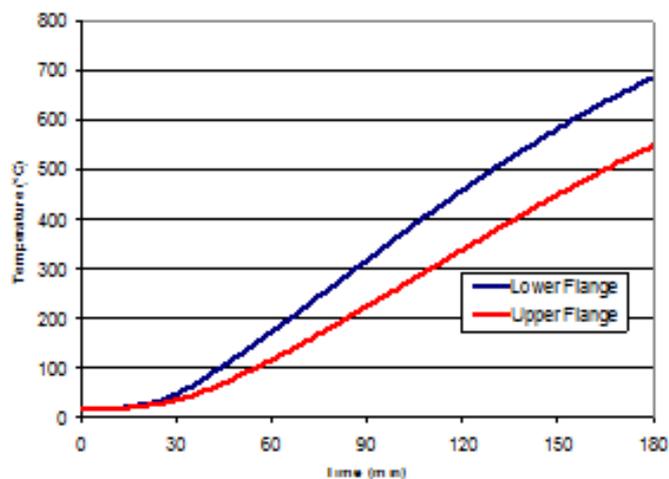
27/10/2009

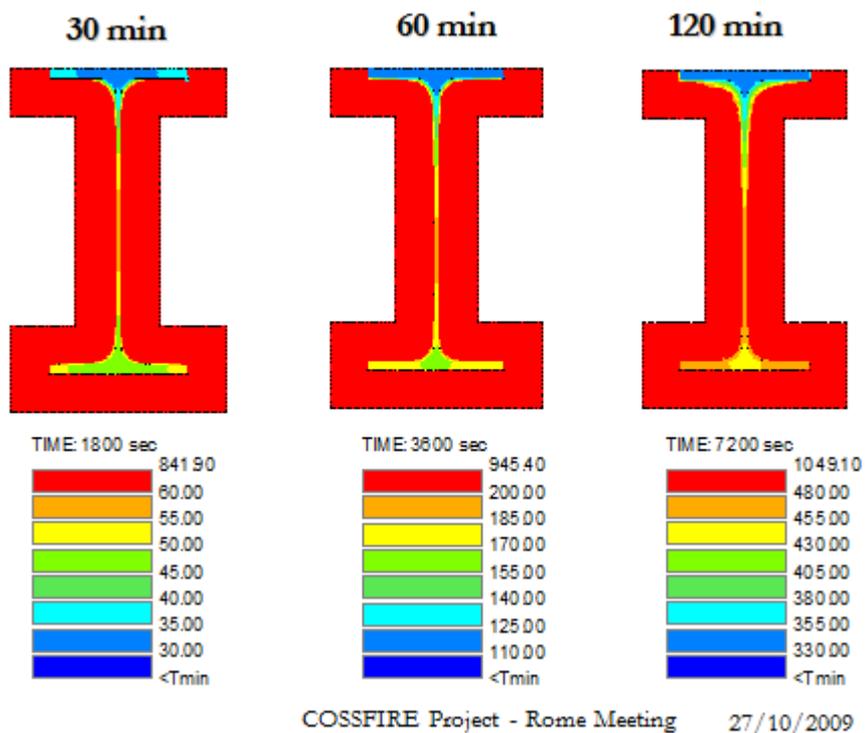


**Figure 2.5**Températures dans des colonnes en HEB 260 protégé

La température maximale atteinte dans les endroits critiques (extrémités des ailes) concernant les colonnes en acier protégé est de 50 °C à  $t = 30$  min. Elle est égale à 150 °C à  $t = 60$  min. Sa valeur à  $t = 120$  min est de 400 °C ce qui est logique car les profilés de cette ossature sont protégés.

### Flanges temperature





**Figure 2.6** Températures dans les poutres principales en IPE 400 protégé

Les profilés des poutres principales et secondaires sont exposés au feu seulement sur trois faces. Pour cette raison la protection de l'acier a été limitée à ces trois faces. La face non protégée appartient à l'âme supérieure les températures des extrémités supérieures et inférieures des poutres sont données dans les courbes Températures - Temps.

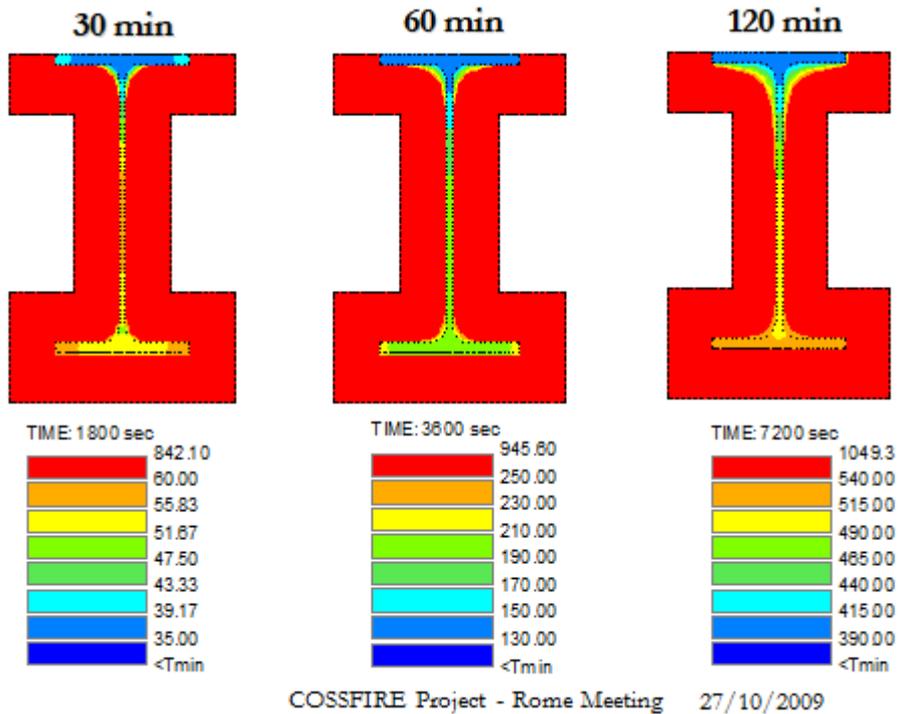


Figure 2.7 Températures dans les poutres secondaires en IPE 300 protégé

### Flanges temperature

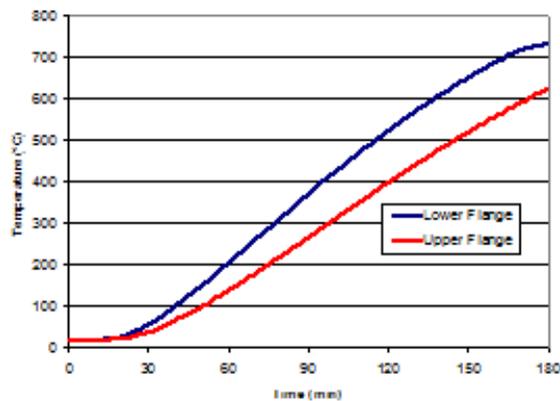
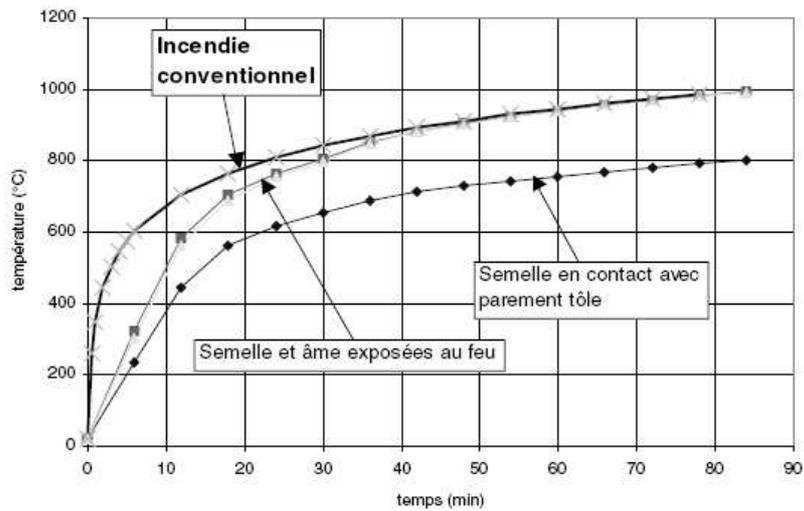


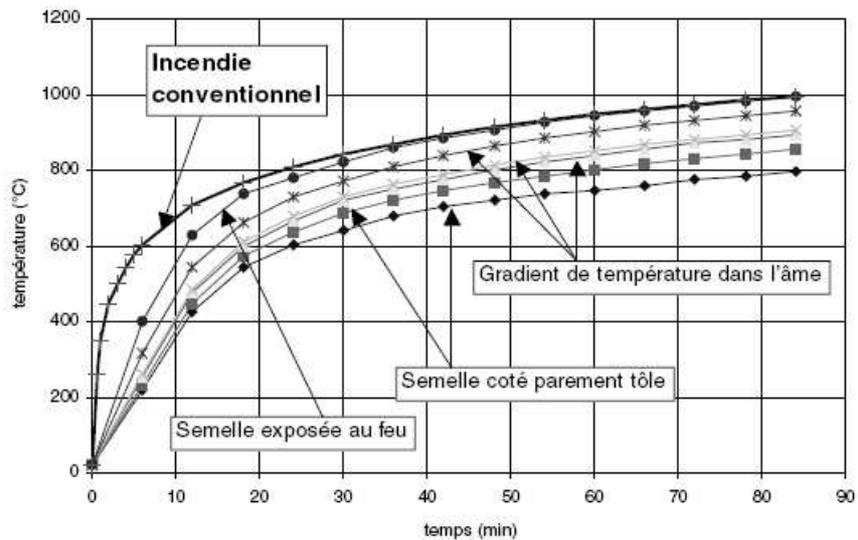
Figure 2.8 Courbes Températures dans les poutres secondaires en IPE 300 protégé

### *Température des profils en aciers non protégés [JOY, 90]*

Nous allons voir dans cette section le cas des profilés non protégés. Dans ce travail les auteurs procèdent par une simulation numérique en utilisant le logiciel TASEF pour déterminer les températures



**Figure 2.9** – IPN 220 au contact du parement tôle et soumis à l'incendie conventionnel [JOY, 90]



**Figure 2.10** – Température d'un HEA 180, éloigné de la tôle [JOY, 90]

des différents éléments métalliques, afin de prendre en compte, dans certains cas, la non uniformité des sollicitations thermiques. Un exemple de résultat pour un profil au contact du parement tôle est donné sur la figure 2.9. Sur la figure 2.10, la température d'un profil HEA 180 est indiquée. Comme ce profil est éloigné de 30 mm du parement tôle, pour calculer son échauffement on procède en deux temps :

- la température de la tôle, soumise à un feu conventionnel sur la face exposée est calculée,

– puis l'échauffement du profilé est déterminé, en considérant sur les 3 faces qui ne sont pas face à la tôle, l'action thermique définie par l'incendie conventionnel et sur la 4e face, l'action thermique définie par l'évolution de température de la tôle.

## **2. DETERMINATION DES TEMPÉRATURES DANS LES COLONNES EN ACIERS CAS DE NOTRE ETUDE – RESULTATS DE SIMULATIONS**

### **2.1 Méthodes employées**

L'incendie agit d'une manière indirecte par réduction des propriétés des matériaux. Cette réduction ou modification des propriétés des matériaux est fonction de la température atteinte par ceux-ci. Il existe deux moyens de détermination des températures dans différents points d'un élément. La méthode traditionnelle et efficace c'est la voie expérimentale. La méthode moderne est la simulation numérique. La deuxième est le résultat de l'augmentation des performances informatiques. Cette dernière est moins efficace par comparaison à la première. Toutefois, les essais au feu présentent de nombreux inconvénients, liés à leurs coûts élevés et la taille limitée des fours. Ces inconvénients sont relatifs aux pays dont les moyens sont limités.



**Figure 2.11** Essai au feu d'un poteau



**Figure 2.12** Four université de liège

Pendant l'un de mes stages en Belgique, j'ai assisté à un essai au feu au laboratoire ArGenCo à l'université de Liège, d'un poteau en acier. Le poteau était relié à des paillettes aux points où l'on désirait connaître la température. Avant d'appliquer la sollicitation thermique, à l'aide de vérins disposés à la partie supérieure du poteau on réalise le chargement mécanique progressivement. Après 15 minutes les techniciens ouvrent les vannes des gaz chauds qui entourent l'élément. Il y a un dispositif qui permet le réglage de l'échauffement du poteau de façon à suivre la courbe normalisée ISO 834. L'écran dans la figure 2.11 présente l'allure du poteau. D'autres écrans donnent les déplacements et les températures dans les points considérés.

## **2.2 Cas de notre étude de simulation**

Dans ce chapitre nous faisons une étude de simulation numérique de trois types de colonne en acier non protégé. La différence entre les colonnes considérées concerne la section. Nous avons donc trois types de section : circulaire, carrée et en I. Dans notre travail nous utilisons le logiciel SAFIR. Toute la surface extérieure de la colonne circulaire est exposée au feu de même pour les colonnes carrée et en I le feu se trouve sur les quatre faces. Tenant compte de la symétrie par rapport à l'axe y nous considérons la demi section uniquement pour le calcul thermique. Le fichier de données comporte : Le nombre de nœuds égal à 57, le nombre d'éléments égal à 36 pour la colonne circulaire. La colonne carrée est discrétisée en un nombre d'élément égal à 22 et un nombre de nœud égal à 46. En ce qui concerne la colonne en I, la discrétisation est réalisé avec le logiciel wizard. Le nombre d'élément est 190. Le nombre de nœud est 252. Les coordonnées des nœuds sont désignés. La numérotation des éléments se fait avec leurs nœuds. La température initiale est égale à 20 (°C).

## **2.3 Calcul du Facteur de massivité des colonnes considérées**

**$A/v$  : Périmètre / aire de la section transversale**

1 - Section circulaire exposée au feu

$$A = \pi D$$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi(D-2t)^2}{4} = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi(D^2 - 4Dt + 4t^2)}{4} = \frac{\pi(4Dt - 4t^2)}{4} = \pi(Dt - t^2)$$

$$\frac{A}{V} = \frac{\pi D}{\pi(Dt - t^2)} = \frac{D}{Dt - t^2} = \frac{1}{t}, \quad t^2 \approx 0 \text{ car } t \ll D$$

### 2 - Section carré exposée au feu

$$A = 4b$$

$$A/V = \frac{4b}{b^2 - (b-2t)^2} = \frac{4b}{b^2 - b^2 + 4bt - 4t^2} = \frac{1}{t} \quad t^2 \approx 0 \text{ car } t \ll b$$

### 3 - Section en I exposée au feu

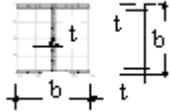
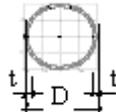
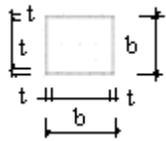
$$A = 2b + 2b + 2(b-t) = 4b + 2(b-t), \quad V = 2bt + (b-2t)t = 2bt + bt - 2t^2$$

$$V = 2bt + bt = 3bt \quad t^2 \approx 0 \text{ car } t \ll b$$

$$2t \approx 0 \text{ car } t \ll 6b$$

$$\frac{A}{V} = \frac{4b + 2(b-t)}{3bt} = \frac{6b - 2t}{3bt} = \frac{2}{t}$$

Tableau 2.1 : Valeurs du facteur de massivité pour  $t \ll b$ .

sections			
$A_m/V, (1/m)$	$2/t$	$1/t$	$1/t$

## 2.4 Résultats de simulations

Les résultats de l'analyse thermique sont les températures à chaque instant et à chaque point des poteaux. Ci-dessous nous présentons les températures pour  $t = 30$  min et  $t = 60$  min.

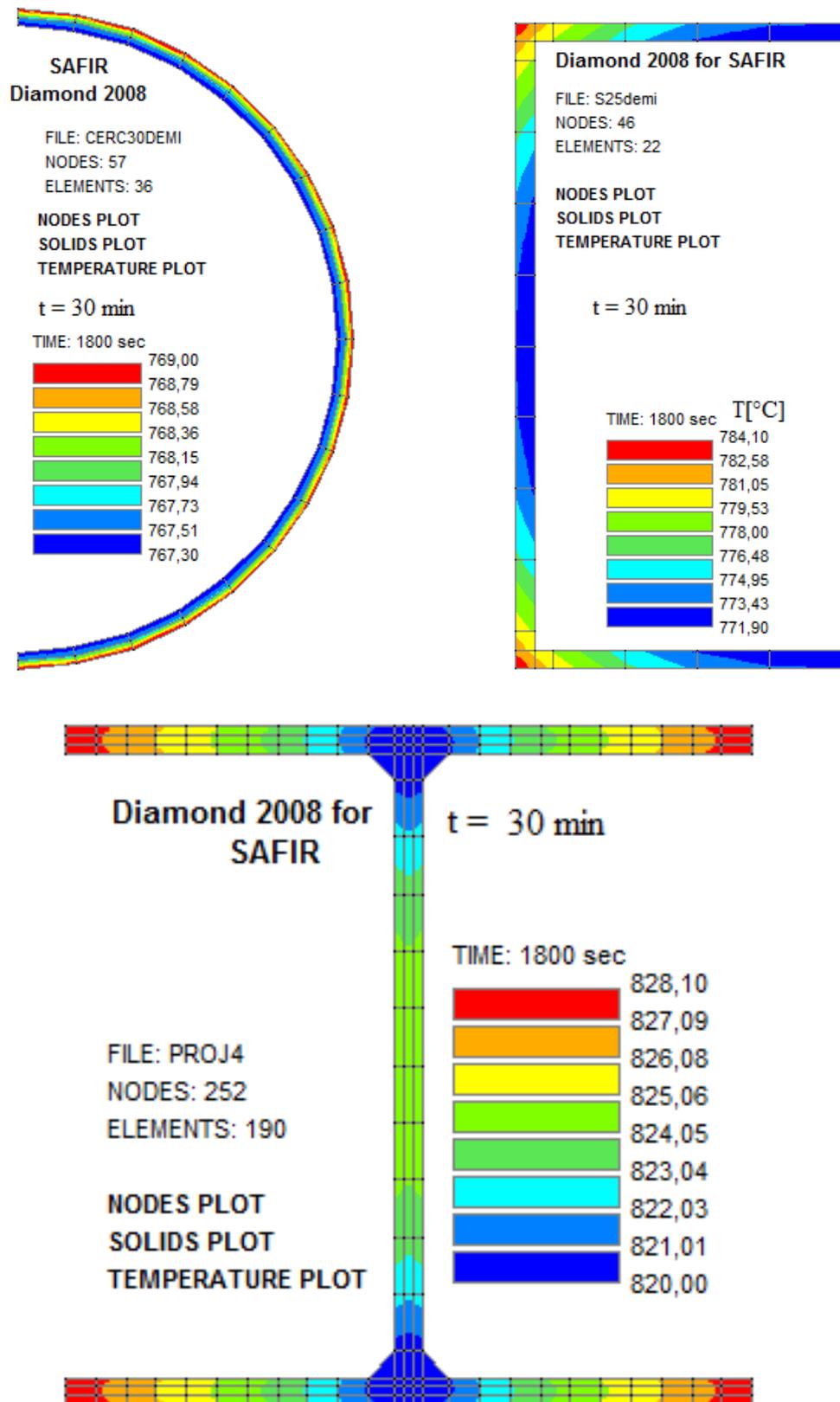
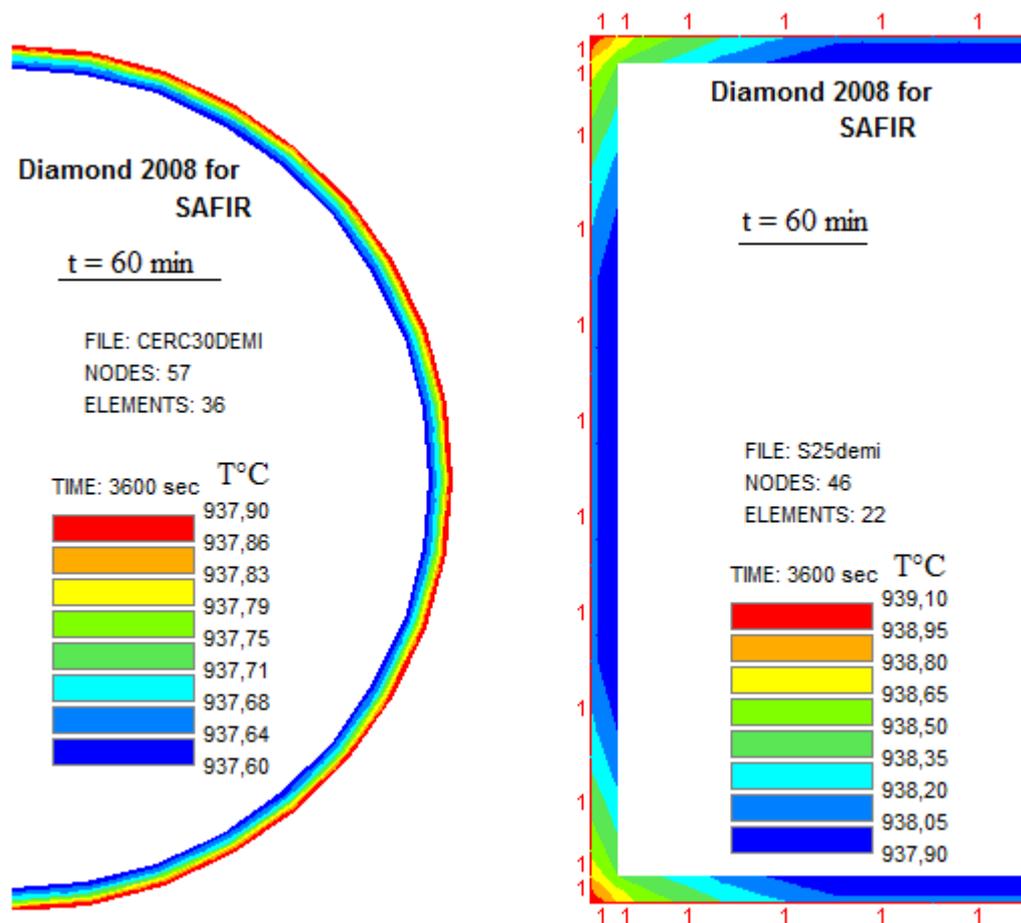


Figure 2.13 – Température des colonnes pour t = 30 min

Nous remarquons que les résultats des températures trouvés à 30 min d'après notre étude avec le logiciel SAFIR ne sont pas loin de ceux trouvés par l'étude réalisé avec le logiciel TASEF dans la section 1.3.2 La température maximale aux points critiques (en contact avec la sollicitation thermique) pour les colonnes circulaire et carrée dépasse 700°C par contre pour la colonne en I, elle dépasse 800°C. Nous donnerons plus d'explications dans le chapitre 3.

Malgré la différence de couleur les températures à chaque instant et à chaque point



**Figure 2.14** – Température des colonnes circulaire et carrée pour t = 60 min

pour chaque section, sont très proches. Nous pouvons expliquer ceci par le fait que, dans notre cas l'acier n'est pas protégé, d'une part, d'autre part l'acier est un matériau qui n'a pas une bonne résistance au feu par comparaison au béton (voir partie béton).

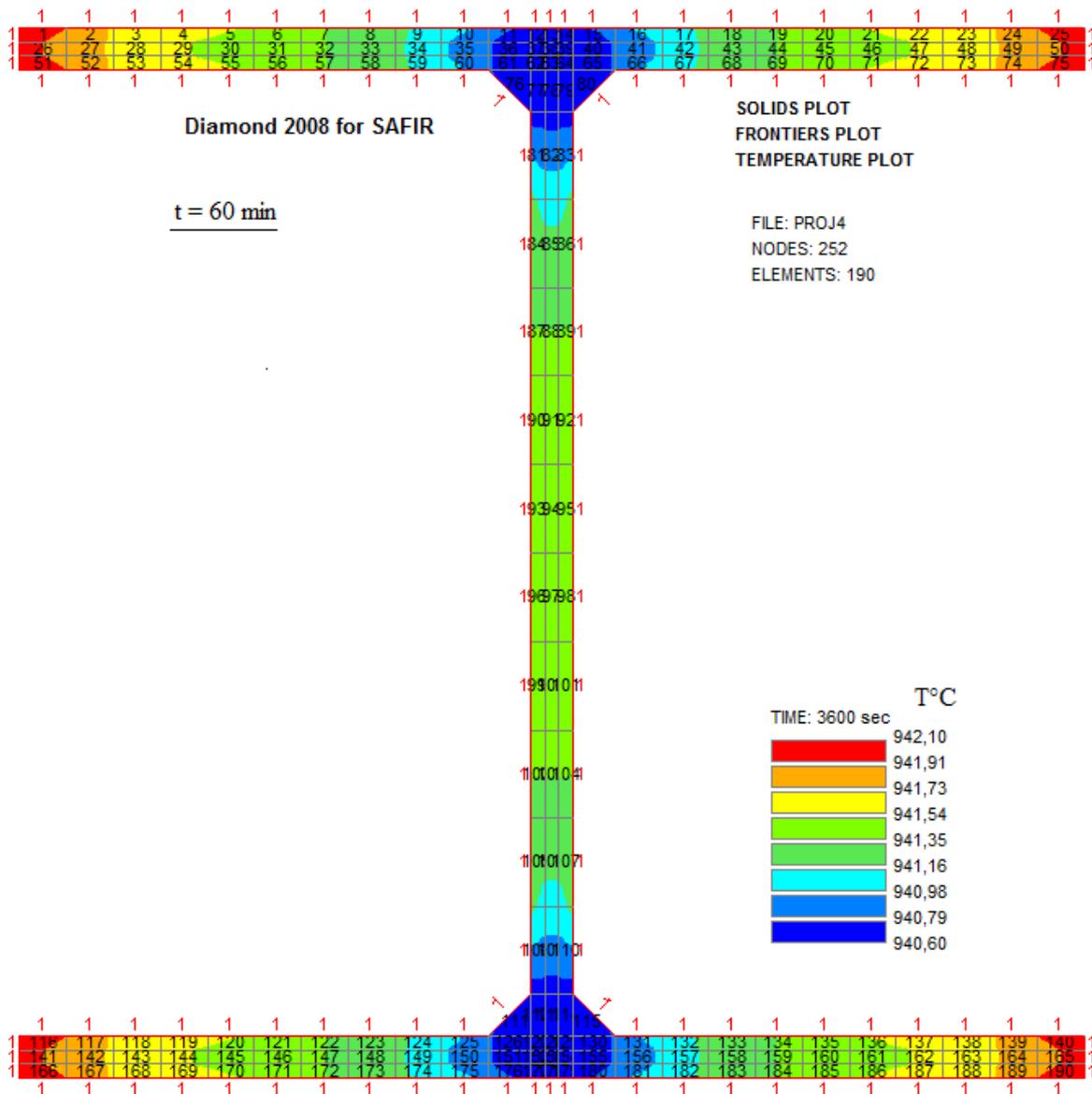


Figure 2.15 – Température de la colonne en I pour t = 60 min

Par ailleurs l'épaisseur est faible (8 mm) et la température critique (température de ruine) pour les cas de charge que nous utiliserons dans le calcul structurel (chap 3) est d'environ 700°C.

## 2.5 Conclusions

Dans ce chapitre nous nous sommes intéressés à la détermination des températures dans les éléments (les poteaux et les poutres). En effet l'évolution des températures dans les colonnes est une étape primordiale qu'on doit effectuer dans notre étude. Nous avons vu également que la variation de température dépend du facteur de massivité, voir formule (II.2.1) pour l'acier

non protégé et formule (II.2.2) pour l'acier protégé. Il a été constaté que la protection augmente considérablement la résistance au feu de l'acier. Nous avons noté d'après notre étude qu'à partir de 60 minutes la température des trois colonnes à chaque point est égale en moyenne à 939°C. Ceci est en accord avec la figure 2.1 présentée ci-dessus (chapitre 2 partie 2). Les courbes dans cette figure à partir de 60 minutes deviennent constantes (ne dépendent plus du facteur de massivité).



## **CHAPITRE 3 :**



# **MODÉLISATION MULTI PHYSIQUE NON LINÉAIRE DU COMPORTEMENT DES COLONNES EN ACIER VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE AU FEU**

## 1. INTRODUCTION

Nous abordons la modélisation multi physique : en se référant à deux physiques ; la première c'est la physique du transfert de chaleur (conduction, convection, rayonnement) et la deuxième physique c'est la mécanique des solides déformables. Nous utilisons trois types de sections : carrée, circulaire et en I, de poteaux en acier chargés par des efforts de compression et soumis à un feu normalisé. L'analyse commence par la détermination des températures en résolvant les équations transitoires de transfert de chaleur en employant le code SAFIR, se basant sur la technique des éléments finis. La section des poteaux est discrétisée par des éléments bidimensionnels de type quadrilatère (fig. 3.7 et fig. 3.8). Une fois que le champ de température est connu en chaque point du poteau et à chaque instant, nous entamons ensuite le calcul mécanique de résistance. Lors de ce calcul, nous tenons en compte la variation des propriétés physiques de l'acier et de son comportement non linéaire matériel et géométrique. Les conditions de chargement et les conditions aux limites sont invariables pendant toute la durée de l'exposition au feu, il en est de même de la charge appliquée. Les poteaux sont discrétisés longitudinalement en plusieurs éléments finis, le type d'élément considéré pour le calcul thermique est: « l'élément solide » et pour le calcul structurel: « l'élément poutre ». Les poteaux ont une imperfection initiale à mi hauteur égale à  $H/1000$ ,  $H$  : hauteur. Les poteaux sont simplement appuyés aux deux extrémités. A l'extrémité inférieure les déplacements suivant les trois directions ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ) sont nuls, à l'extrémité supérieure du poteau les déplacements suivant les directions  $x$  et  $z$  sont bloqués et le déplacement suivant  $y$  est libre (ceci est illustré dans la figure 3.1).

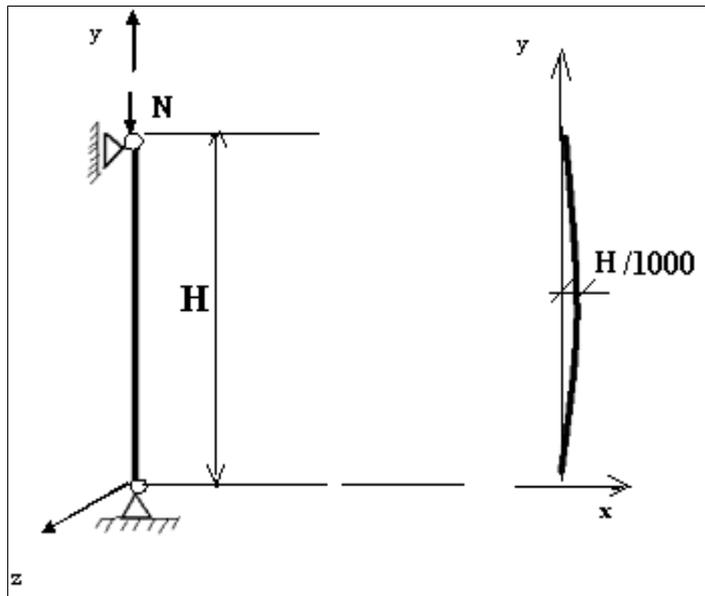


Figure 3.1- schématisation des poteaux

## 2. ETUDE DE LA STABILITE A FROID DES COLONNES EN ACIER (EUROCODE3 PARTIE1-1)

### 2.1 NOTION THEORIQUES [EUR, 05]

(1) La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad (\text{II.3.1})$$

$\beta_A = 1$  pour les sections transversales de Classe 1, 2 ou 3

$\beta_A = A_{eff}/A$  pour les sections transversales de Classe 4

$\chi$ : est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer.

1- Le risque de flambement d'un élément comprimé n'est pas à considérer si  $\bar{\lambda} \leq 0,2$

$\bar{\lambda}$ : est l'élanement réduit défini ci dessous

2- En ce qui concerne les types de profilés en acier laminés à chaud communément utilisés pour les éléments comprimés, le mode de flambement à considérer est en général celui "par flexion".

3 - Dans certains cas, les modes de flambement "par torsion" ou "par flexion-torsion"

peuvent gouverner le processus de flambement. On peut alors se référer à l'ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partie 1.3\*).

## 2.2. ELEMENTS UNIFORMES

Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de  $\chi$  pour l'élanement réduit, peut être déterminée par la formule:

$$\chi = \frac{1}{\alpha^2 + \sqrt{\alpha^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad \chi \leq 1 \quad (\text{II.3.2})$$

$\alpha$  est un facteur d'imperfection

$$\alpha = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) \quad (\text{II.3.3})$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_A]^{0,5} \sqrt{\frac{A_1 f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} \quad (\text{II.3.4})$$

$\lambda$  est l'élanement pour le mode de flambement à considérer

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad (\text{II.3.5})$$

$$\varepsilon = [235/f_y]^{0,5} \quad (\text{II.3.6})$$

$N_{cr}$  est l'effort axial critique élastique pour le mode de flambement approprié.

(2) Le facteur d'imperfection  $\alpha$  correspondant à la courbe de flambement appropriée doit être pris dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Facteur d'imperfection				
Courbe de flambement	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
Facteur d'imperfection	0,21	0,34	0,49	0,76

Les courbes de flambement sont les courbes donnant le coefficient de réduction  $\chi$  en fonction de l'élanement réduit

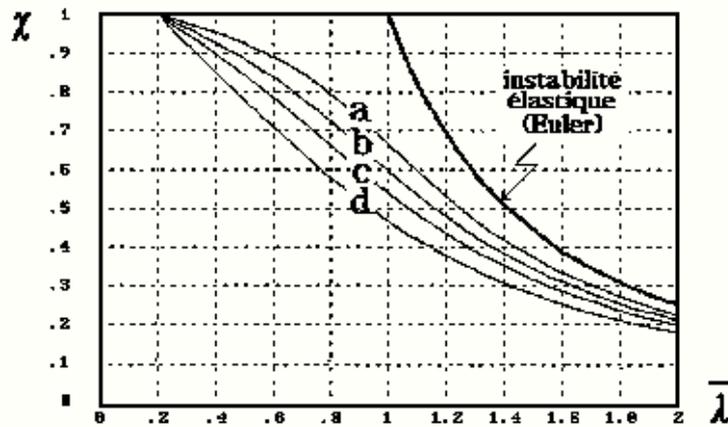


Figure 3.2 : Courbes de flambement [EUR, 05]

(3) Des valeurs du facteur de réduction  $\chi$  peuvent être obtenues à partir du tableau 4.2 en fonction de l'élancement réduit

(4) En alternative, les éléments uniformes peuvent être vérifiés en utilisant une analyse au second ordre, voir [EUR, 05].

### 2.3. ELEMENTS NON UNIFORMES

(1) Les éléments en fuseau ou à caractéristiques de section transversale étagées sur la longueur peuvent être vérifiés en utilisant une analyse au second ordre voir [EUR, 05].

(2) L'analyse au second ordre d'un élément doit prendre en compte l'imperfection initiale en arc équivalente [EUR, 05].

Tableau 3.2 Coefficients de réduction $\chi$				
$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8604
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

## 2.4. Flambement par flexion

(1) La courbe de flambement appropriée pour le flambement par flexion doit être déterminée d'après le tableau 3.3.

(2) Les sections non traitées dans le tableau 3.3 doivent être classées par analogie.

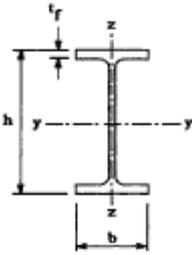
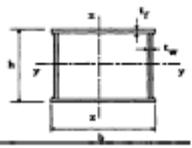
(3) L'élanement est égal à  $l/i$

où  $i$  est le rayon de giration suivant l'axe concerné, déterminé à partir des caractéristiques de la section transversale brute.

(4) Les profils creux formés à froid utilisés en construction doivent être vérifiés en utilisant soit: (a) la limite d'élasticité de base  $f_{yb}$  du matériau de la tôle mère à partir de laquelle l'élément a été fabriqué par formage à froid, avec la courbe de flambement b,

(b) la limite d'élasticité moyenne  $f_{ya}$  de l'élément après formage à froid, déterminée conformément à la définition donnée dans [19], avec la courbe de flambement c.

## 2.5. Longueur de flambement

Tableau 3.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$ )	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$ )	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

1) La longueur de flambement  $l$  d'un élément comprimé dont les deux extrémités sont maintenues latéralement en position de manière effective, peut être prise en toute sécurité égale à la longueur d'épure  $L$  de l'élément.

(2) En alternative, la longueur de flambement  $l$  peut être déterminée à l'aide de l'Annexe E [EUR, 05].

### 3. VERIFICATION DE LA STABILITE A FROID DES COLONNES AVEC TROIS TYPES DE SECTION CREUSES : CARREE, CIRCULAIRE ET EN I

#### 3.1 Détermination de l'effort de résistance

Nous utilisons trois types de sections : carrée, circulaire et en I, d'un poteau en acier chargé par un effort de compression (qui peut représenter les charges verticales)

$N_{b,Rd}$  : effort de résistance

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$\bar{\lambda}$  max : élancement réduit maximal

$$\bar{\lambda} = [\beta_A]^{0,5} \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \epsilon = (235/275)^{0,5} = 0,924$$

$\gamma_{M1} = 1,1$ , résistance des éléments aux instabilités, Imperfection =  $H/1000$

$\beta_A = 1$  (classe 1 et 3)

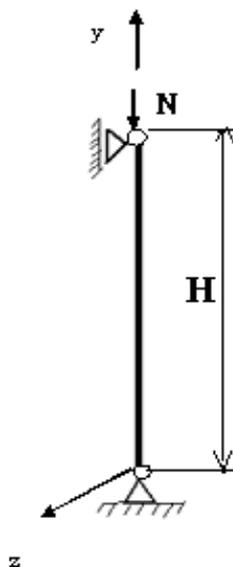


Figure 3.3 Schéma de calcul

### 3. 2 Tableaux récapitulatifs

**Tableau 3.4** Efforts de résistance pour les trois types section (A= 70 cm<sup>2</sup>)

sections	A (m <sup>2</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	$\lambda_1$	$\bar{\lambda}_{\max}$	$\chi$	F <sub>y</sub> (N/m <sup>2</sup> )10 <sup>6</sup>	N <sub>b, Rd</sub> (N)	Courbe flambe ment	Classe
Circulaire	70.68	86.8	0.329	0.9698	275	<b>1713636.6</b>	Ⓐ	1
Carré	70.87	86.8	0.349	0.9651	275	<b>1710004.5</b>	Ⓐ	1
En I	70.72	86.8	0.270	0.9644	275	<b>1705059.2</b>	Ⓒ	3

**Tableau 3.5:** Effort de résistance pour les trois types de poteau (A= 47 cm<sup>2</sup>)

Sections Hauteur : 3m	A (m <sup>2</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	$\lambda_1$	$\bar{\lambda}_{\max}$	$\chi$	f <sub>y</sub> (N/m <sup>2</sup> )10 <sup>6</sup>	N <sub>b, Rd</sub> (N)	Courbe flambe ment	Classe $\beta_A = 1$
Circulaire	47	86.8	0.511	0.9243	275	<b>1086053</b>	Ⓐ	1
Carré	47	86.8	0.436	0.9425	275	<b>1107437</b>	Ⓐ	1
En I	46.72	86.8	0.735	0.7028	275	<b>825790</b>	Ⓒ	1

### 3. 3 Conclusion

Nous avons calculé pour chaque type de section, en employant la méthode présentée dans l'Eurocode 3 partie 1-1[EUR, 05] l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_x$  et  $\bar{\lambda}_y$ . Ce dernier est identique pour les deux sections : circulaire et carrée. Pour la section en I nous utilisons la valeur maximale. D'après les tableaux 3.4 et 3.5, l'effort de résistance calculé pour les trois types de section est supérieur à la charge maximale considérée dans l'analyse mécanique (**800000 N**) pour les deux dimensions différentes (A= 47 cm<sup>2</sup> et 70 cm<sup>2</sup>). Nous déduisons que la stabilité au flambement à température ordinaire est donc vérifiée.

## 4. MODELISATION MULTI PHYSIQUE NON LINEAIRE DU COMPORTEMENT DES COLONNES EN ACIER VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE AU FEU

### 4.1. MODELISATION DES ECHANGES CONDUCTIFS

Nous avons parlé dans l'introduction de résolution d'équations de transfert de chaleur, ces équations sont incorporées dans SAFIR. L'équation générale de transfert de chaleur d'après Mr FRANSSEN [FRA, 87] est donné par :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda x \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda y \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \left( \lambda z \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + Q = \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{II.3.7})$$

Selon [FRA, 87], si on se place dans l'hypothèse d'un matériau isotrope immobile, incompressible et sans dissipation mécanique, l'équation d'équilibre local gouvernant la conduction de chaleur dans un solide s'écrit de la manière suivante en coordonnées cartésiennes :

$$\lambda \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + Q - \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (\text{II.3.8})$$

avec T température,  $\lambda$  conductivité thermique,  $\rho$  masse volumique, c chaleur spécifique, t temps, et x, y, z coordonnées spatiales. On pose une hypothèse sur la forme de la distribution spatiale de la solution, c'est-à-dire sur la forme du champ de température. Dans le code SAFIR, on utilise des éléments iso paramétriques linéaires à 3 ou 4 nœuds, pour les problèmes plans, et à 6 ou 8 nœuds, pour les problèmes tridimensionnels.

### 4.2. Eléments finis

La technique des éléments finis consiste à diviser le volume total au sein duquel on cherche la solution en un nombre fini d'éléments de forme définie. Dans sa thèse de doctorat Mr Franssen, a précisé qu'il a adapté cette technique pour son logiciel « SAFIR ».

#### 4.2.1 Eléments solides [FRA, 87]

Nous allons aborder dans le présent chapitre le cas des éléments non orientés, c'est-à-dire ceux qui s'étendent de la même manière dans les trois directions de l'espace. Pour d'évidentes

raisons liées à cet aspect géométrique, on parle d'éléments de type solide, même si, pour le cas particulier des problèmes plans, il n'y a que deux directions privilégiées s'étendant toutes deux dans le plan en question. Les éléments de type solide sont, en réalité, beaucoup plus simples à formuler que les éléments orientés, parce qu'ils sont basés sur des degrés de liberté de type translation et ne nécessitent pas toutes les hypothèses qu'il faut poser sur les rotations pour définir les éléments orientés. C'est pourquoi ils sont présents dans pratiquement tous les programmes éléments finis traitant des problèmes à température ambiante. Dans le programme SAFIR traitant des structures en situation d'incendie, l'élément de type solide n'est quasiment pas utilisé, en tout cas pour résoudre l'aspect des problèmes qui concerne les équilibres statiques

#### **4.3 Eléments solides 2D [FRA, 87]**

Le choix retenu pour la discrétisation de la section droite doit tenir compte d'impératifs liés à la précision de l'intégration des contraintes et des raideurs lors de l'évaluation des forces internes et de la matrice de rigidité permettant de résoudre le calcul statique. Il faut aussi tenir compte de la forme du champ thermique et utiliser des éléments suffisamment petits là où les variations spatiales de température sont sévères. Enfin, puisque la même discrétisation sert de base au calcul de la raideur torsionnelle, il faut également prévoir un maillage qui assure une valeur suffisamment précise de cette caractéristique. La prise en compte simultanée de ces trois objectifs ne va-t-elle pas conduire à des exigences si sévères qu'elles nécessitent le recours à un maillage très fin qui rendrait le coût du calcul trop élevé ? On a pu vérifier que, en général, les maillages qui conviennent pour la résolution du problème statique et du problème thermique conviennent aussi pour la précision du problème torsionnel. A titre d'exemple, si on discrétise une section rectangulaire dont les côtés sont dans le rapport 2/1 à l'aide de 16 éléments sur la hauteur et 8 sur la largeur, la raideur torsionnelle est égale à 0,5 % près. En pratique, la discrétisation serait probablement plus fine s'il s'agissait, par exemple,

d'une poutre en béton. Pour les éléments métalliques à parois assez minces, comme les doubles tés, par exemple, il faut préférer les éléments à 4 noeuds plutôt que ceux à 3 noeuds car ceux-ci sont trop rigides.

## **5. DISCRETISATION [FRA, 87]**

La discrétisation du champ de déplacement repose sur 15 inconnues nodales ou degrés de liberté (D.D.L.) : 7 inconnues aux noeuds 1 et 2 : 3 déplacements,  $p_1$ ,  $p_2$  et  $p_3$ , au noeud 1 ;  $p_8$ ,  $p_9$  et  $p_{10}$ , au noeud 2 ; 3 rotations,  $p_4$ ,  $p_5$  et  $p_6$ , au noeud 1 ;  $p_{11}$ ,  $p_{12}$  et  $p_{13}$  au noeud 2 ; l'amplitude du gauchissement  $p_7$ , au noeud 1 et  $p_{14}$ , au noeud 2. 1<sup>e</sup> inconnue au noeud 3 : On fait porter par le D.D.L. 15 la composante non linéaire du déplacement longitudinal au centre de l'élément et non le déplacement lui-même, ceci permet de retrouver un déplacement linéaire si on bloque ce D.D.L. La matrice de rigidité développée pour un déplacement linéaire est directement utilisable. Il suffit d'y ajouter une ligne et une colonne.

### **5.1 Élément poutre**

L'élément poutre est le plus important d'un programme numérique relatif au comportement des structures dans les conditions d'incendie. L'expérience montre en effet que 90 % des simulations utilisent cet élément, que ce soit au cours de recherches visant à comprendre le comportement des structures ou dans les calculs appliqués à des cas réels. La poutre est en effet un élément constructif fréquemment employé dans la construction de bâtiments. Les efforts à consentir pour la modélisation et les temps de calcul sont fort raisonnables, de sorte que la simulation numérique trouve ici un champ d'application où elle se révèle très compétitive en ce qui concerne le rapport entre les résultats obtenus et le prix à payer. Il est tout-à-fait possible de simuler le comportement de structures complètes à plusieurs niveaux et à plusieurs travées. L'étude numérique de portiques plans soumis à l'incendie est maîtrisée depuis quelques années. On dénombre aisément une quinzaine de programmes numériques qui traitent de ce problème. La plupart d'entre eux se limite au cas des sections en acier, plus

simple à résoudre si on adopte l'hypothèse de l'uniformité des températures sur les sections droites. Le traitement des poutres dans l'espace est beaucoup plus difficile. Comme c'est d'ailleurs le cas pour les températures ambiantes, il serait étonnant qu'il en soit autrement pour les températures élevées. La formulation utilisée pour l'élément de poutre tridimensionnelle est donnée dans la suite. La comparaison avec les quelques codes de calculs capables de traiter le type de structure envisagé montre que cette question est délicate et que divers points restent encore en suspens à l'heure actuelle. Si environ 90 % des structures étudiées dans le cadre des travaux de Mr FRANSSEN requièrent l'utilisation de l'élément poutre, 95 % de ces structures sont planes. Les études actuelles sur les poutres 3D sont constituées en majorité de travaux de mise au point et de validation. Ce n'est que progressivement que pourront être entreprises des recherches sur le comportement tridimensionnel des structures à poutre et des simulations de structures réelles. Etant donné la place prépondérante qu'occupe l'élément poutre, il importe de le définir de façon très attentive. Sa formulation théorique doit assurer la convergence vers l'équilibre. Il doit prendre en compte toute une série de phénomènes tel que les grands déplacements, le gauchissement, l'interaction entre la torsion et les efforts longitudinaux, .... Enfin, le temps nécessaire à la discrétisation, au calcul et à l'analyse des résultats doit rester raisonnable.

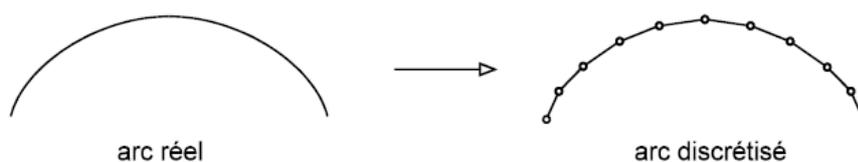
### **5.1.1 Formulation**

Une école de pensée s'est développée depuis de nombreuses années au sein de l'Institut du Génie Civil de l'Université de Liège en ce qui concerne la modélisation numérique du comportement des structures soumises à des grands déplacements et plus particulièrement des structures à base de poutres. Plusieurs thèses de doctorat ont jalonné les recherches : A l'Institut du Génie Civil, c'est Frey qui le premier s'est intéressé au calcul non linéaire des structures, essentiellement métalliques. L'élément de poutre plane soumise au feu qu'a utilisé, dans sa thèse de doctorat, [FRA, 87] est d'ailleurs écrit dans une description lagrangienne

actualisée approchée, telle que Frey l'avait décrite. « De Ville », de son côté, a étudié en détail la poutre tridimensionnelle en description lagrangienne corrélationnelle totale. Bien qu'il ait abordé la plasticité, De Ville traite essentiellement les non linéarités géométriques et utilise donc un champ de déplacements longitudinaux linéaire.

Boeraeve a, d'autre part, étudié des poutres planes mixtes acier-béton. Il reprend la formulation de De Ville et l'applique au cas particulier des poutres planes, en ajoutant un degré de liberté longitudinal pour mieux décrire les non symétries dues à la fissuration. M<sup>r</sup> Franssen est parti de l'élément avec torsion non uniforme décrit par De Ville. Etant donné qu'il envisage de traiter des sections en béton, mais aussi à cause des gradients thermiques créés par l'incendie, le comportement des sections présente des dissymétries très importantes. Il a donc introduit un champ longitudinal non linéaire dans l'élément 3D, comme Boeraeve l'avait fait dans la poutre plane. Sur cette base, il a tenu compte des particularités liées à l'élévation de température non uniforme dans les sections de manière à pouvoir traiter les structures soumises à l'incendie. Les principales hypothèses relatives à l'élément peuvent se résumer comme suit :

1- L'élément est 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. De plus, une succession d'éléments rectilignes peut représenter assez correctement le comportement d'une structure courbe (fig. 3.4). Le prix d'une discrétisation plus fine pour les quelques cas de ce type que l'on pourrait rencontrer n'a rien de comparable avec le prix qu'il aurait fallu payer pour une formulation de poutre courbe.



**Figure 3.4** -Eléments rectilignes

2 - On admet l'hypothèse de Bernoulli, de sorte qu'en l'absence de torsion, les déformations de cisaillement sont nulles. Ainsi, pour une sollicitation flexionnelle, la section droite reste perpendiculaire à l'axe de l'élément et l'énergie de cisaillement n'est pas prise en compte. Il importe donc d'être attentif au fait que les résultats pourraient s'avérer imprécis ou incorrects dans le cas des poutres très courtes ou dans celui des poutres dalles de type panneau sandwich qui sont constituées de deux peaux extérieures reprenant la flexion et les efforts membranaires, alors qu'un noyau intermédiaire moins rigide assure la cohésion entre les deux peaux et la reprise des efforts tranchants. Ces deux types de poutres sont en effet sensibles au cisaillement de sorte qu'il est dangereux de le négliger. On note cependant que, pour les poutres courtes, l'élévation de température causée par l'incendie s'effectue en général du bas vers le haut, en particulier dans le cas des poutres dalles en béton. Le rapport entre la portée d'une telle poutre et sa hauteur augmente donc au cours d'un incendie si on considère la hauteur effective de la poutre, celle où la raideur et la résistance des matériaux restent suffisantes pour assurer la transmission des efforts. En d'autres termes, si une poutre paraît sensible au cisaillement à température ordinaire, il est possible qu'elle le soit moins en cas d'incendie. Il convient néanmoins de rester attentif au fait que, même dans une structure réputée non sensible au cisaillement, l'élément fini donne peu d'informations sur la manière dont l'effort tranchant est repris et ne permet donc pas de couvrir de manière directe les modes de ruine correspondant à cet effort. Dans le cas des poutres mixtes constituées d'un profil en acier supportant une dalle en béton, on peut se demander quelle partie du cisaillement est reprise par l'âme du profil et quelle partie passe dans la dalle. On peut aussi se poser la question de la vérification des goujons connecteurs, ou celle des étriers des poutres en béton armé en cas d'incendie. Il importe de bien se rendre compte que la réponse à ces questions ne peut être apportée par le seul outil numérique. L'utilisateur doit définir des chemins possibles

pour la transmission des efforts en se basant sur sa connaissance de la mécanique des structures, son expérience et les informations données par l'analyse numérique,

3- On suppose que la poutre est transversalement indéformable. Les voilements locaux, par exemple, ne sont pas pris en compte par l'élément.

4- On admet l'hypothèse de Von Karman. Les déformations sont petites, c'est-à-dire que chacune de leur composante est petite par rapport à l'unité. On a donc : (4-1)

$$\frac{\partial u}{\partial x} \ll 1$$

Avec  $u$  : champ de déplacement longitudinal,  $X$  : coordonnée longitudinale

5- On suppose que les rotations sont modérées. On peut alors utiliser les approximations :

$$\sin \alpha \cong \alpha \quad (4-2)$$

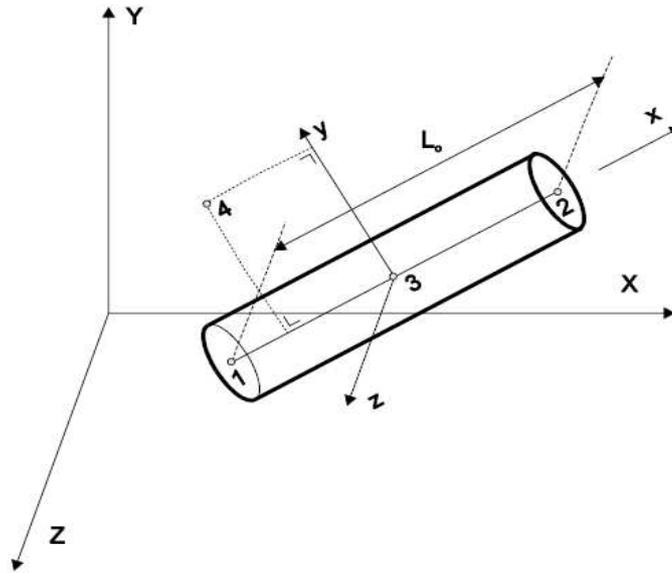
$$\cos \alpha \cong 1$$

avec  $\alpha$  rotation.

6- On admet l'hypothèse de Vlassov 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.

## 5.2. Champ de déplacement et champ de déformation [FRA, 87]



**Figure 3.5** : Élément poutre

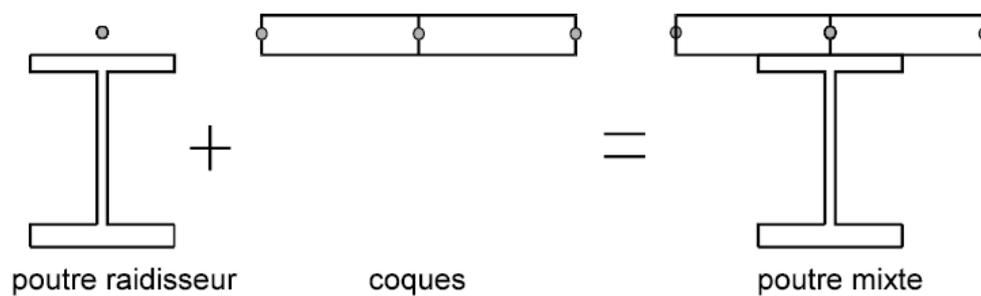
L'élément étant prismatique, les positions de 3 noeuds liés à l'élément suffisent à

positionner celui-ci dans l'espace, fig. 3.5. Les noeuds 1 et 2 sont situés aux extrémités de l'élément. 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. Elle est en fait choisie par l'utilisateur. De Ville place la ligne des noeuds au centre de gravité de la section, puis relie deux éléments voisins par le centre de torsion de la section grâce à l'introduction d'une matrice d'assemblage. Mr FRANSSEN a préféré relier les éléments par la ligne des noeuds placée de manière à priori quelconque, pour les raisons suivantes :

- pour représenter les poutres métalliques supportant une dalle en béton collaborante, on peut être amené à associer des éléments poutres à des éléments coques qui représentent la dalle. Il est plus logique de connecter ces deux types d'éléments à mi-épaisseur de la dalle, ce qui ne pose pas de problème pour l'élément poutre, plutôt que d'excentrer tous les éléments de la dalle, voir figure 3.6. On qualifie d'ailleurs d'éléments raidisseurs, des éléments poutres connectés entre eux par un point quelconque de la section droite ; si le positionnement de la ligne des noeuds au centre de gravité peut avoir un sens en cas de comportement élastique, il n'en est plus de même pour des comportements inélastiques et, tout particulièrement, en cas

d'incendie. A cause des échauffements, des fissurations et des plastifications créés par un incendie, la position du vrai centre de gravité varie en effet sans cesse et de manière différente d'un élément à l'autre. Il est donc préférable de considérer dès le départ que la ligne des nœuds occupe une position quelconque ;

- lors de la simulation du déversement d'une poutre, il est particulièrement facile de distinguer les cas où les charges sont appliquées au niveau de la semelle supérieure, à mi-hauteur de la section ou au niveau de la semelle inférieure ;



**Figure 3.6** : Ligne des nœuds excentrée

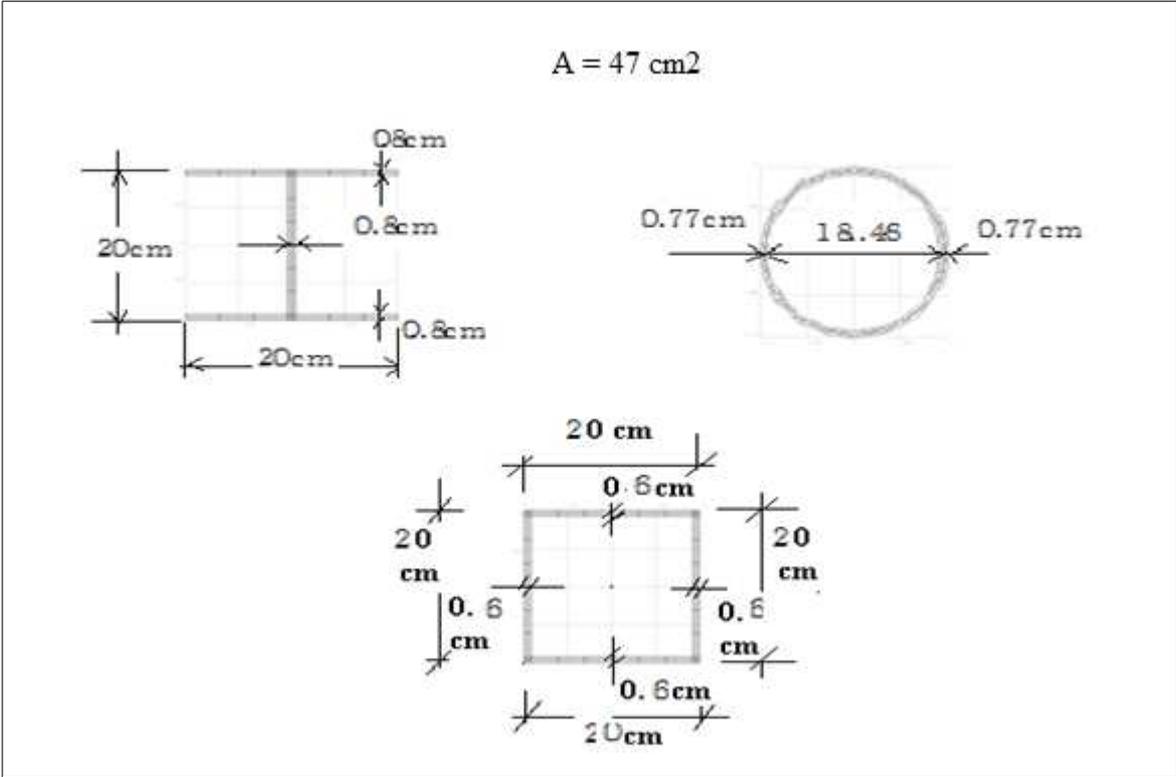
- il n'est pas nécessaire d'utiliser de matrice d'assemblage.

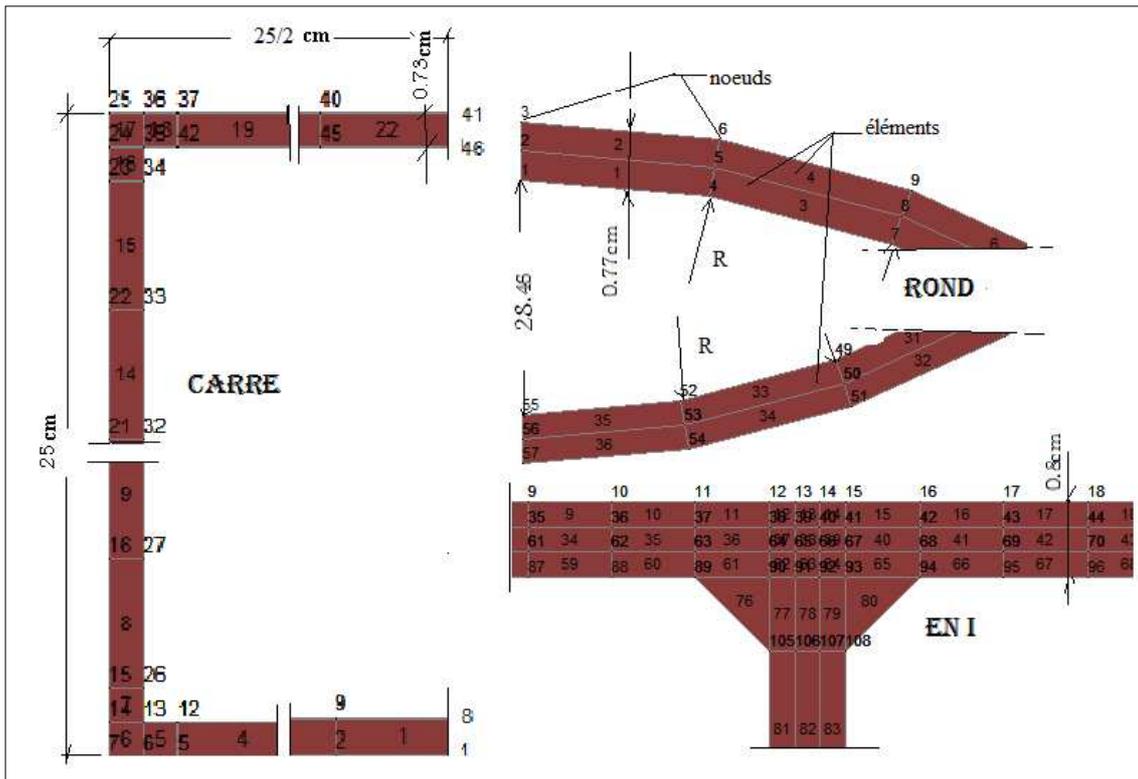
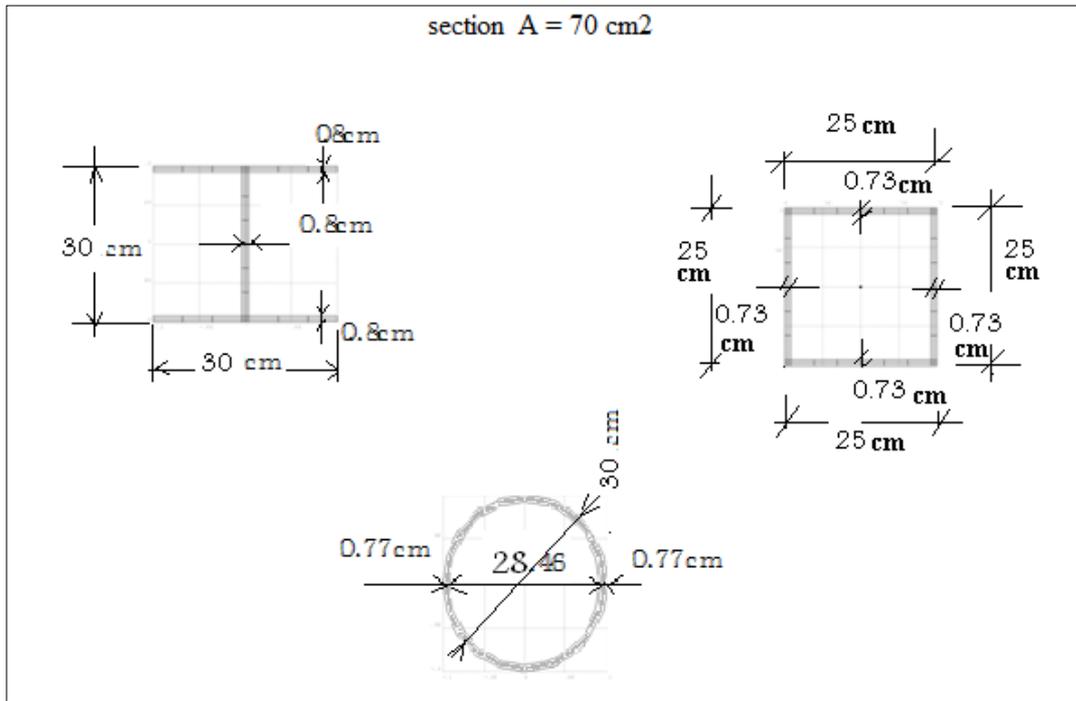
Les nœuds 1 et 2 définissent l'axe local  $\mathbf{x}$ , situé sur la ligne des nœuds et orienté de 1 vers 2, fig. 3.5. Son origine est à mi distance entre 1 et 2. Le nœud 3 a une fonction particulière qui sera définie dans la suite. Le nœud 4, qui ne peut se trouver sur la droite passant par 1 et 2, est utilisé pour définir la position de l'axe local  $\mathbf{y}$ . Cet axe est perpendiculaire à l'axe  $\mathbf{x}$ . Il est situé dans le plan défini par l'axe  $\mathbf{x}$  et le nœud 4, sa direction allant de l'axe  $\mathbf{x}$  au nœud 4. C'est la position de ce nœud qui fixe la section droite autour de  $\mathbf{x}$ , ce qui permet, dans une poutre en T par exemple, de distinguer dans quel plan se trouve l'âme du profil. L'axe local est défini par :  $\mathbf{z} = \mathbf{x} \wedge \mathbf{y}$

## 6. DISCRETISATION DES POTEAUX PAR ELEMENTS FINIS

Dans ce travail, comme il a été déjà dit j'utilise trois types de section avec deux dimensions différentes. Pour la section circulaire et carrée le nombre et la longueur de l'élément ont été choisis par moi-même, sur une feuille de papier. J'ai préféré utiliser la demi-section. J'aurais pu utiliser le quart de section. Pour la section en I j'utilise le logiciel wizard qui est spécifié pour la discrétisation des profilés en I. La discrétisation selon la section va être introduite dans le fichier de données de l'analyse thermique.

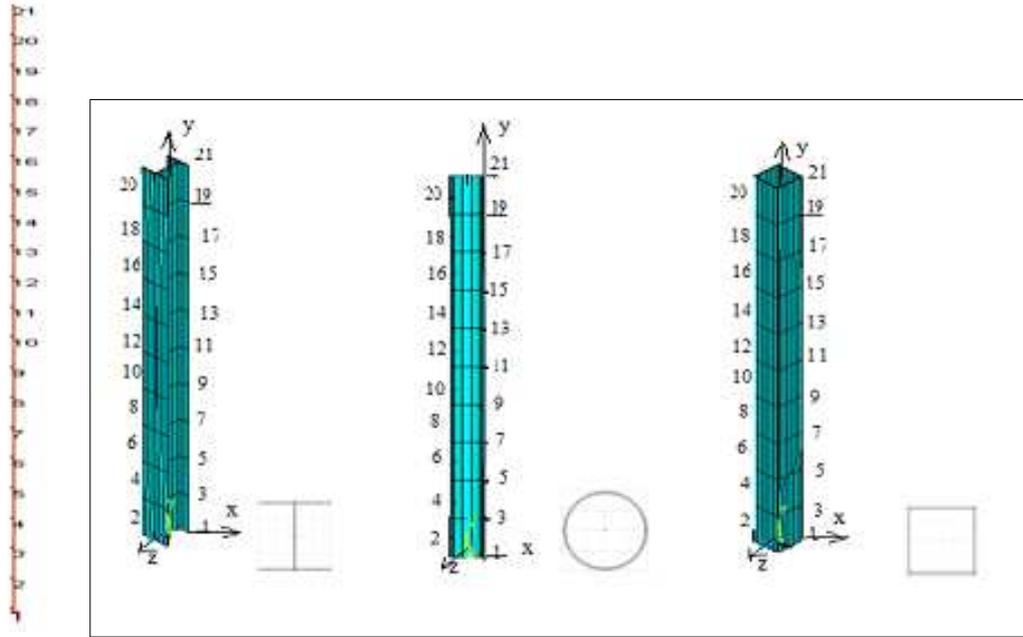
**6.1 Discrétisation transversale**





**Figure 3.7:** Discrétisation des sections des poteaux considérés

## 6.2 Discrétisation longitudinale



**Figure 3.8:** Discretisation des poteaux longitudinalement

Pour le calcul structurel le nombre d'éléments est égal à 10 dans la direction de la plus grande dimension. Le nombre de nœud est égal à 21, l'élément poutre utilisé possède deux nœuds à ses deux extrémités et un troisième au milieu.

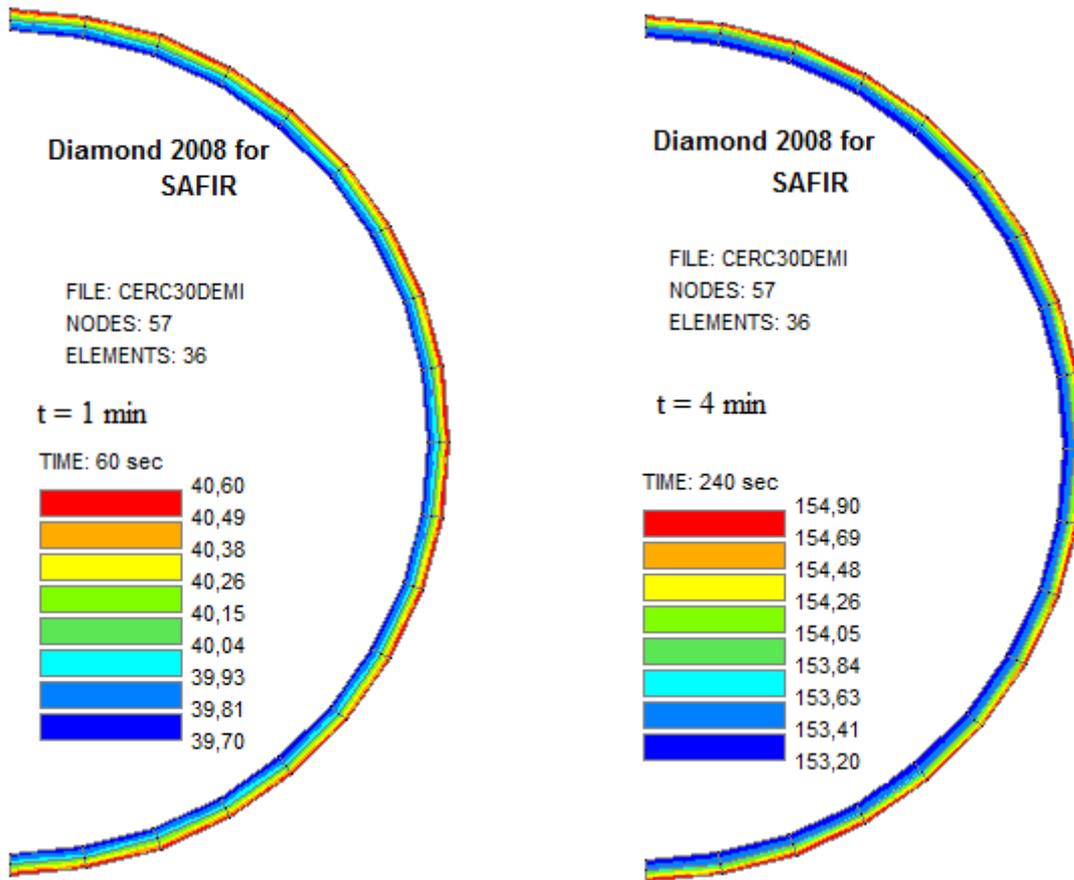
## **7. ANALYSE THERMIQUE POUR LES TROIS SECTIONS**

Le fichier de données comporte : Le nombre de nœuds égal à 57, le nombre d'éléments égal à 36 pour la colonne circulaire. La colonne carrée est discrétisée en un nombre d'élément égal à 22 et un nombre de nœud égal à 46 sachant que pour les deux premiers types nous utilisons la demi section pour faciliter la discrétisation. En ce qui concerne la colonne en I, la discrétisation est réalisé pour la section entière avec le logiciel wizard. Le nombre d'élément est 190. Le nombre de nœud est 252. Les coordonnées des nœuds sont désignés. La numérotation des éléments désignés avec leurs nœuds. La température initiale égale à 20 (°C). Les cotés des éléments des sections qui sont soumis à l'action du feu « FISO » sont désignés.

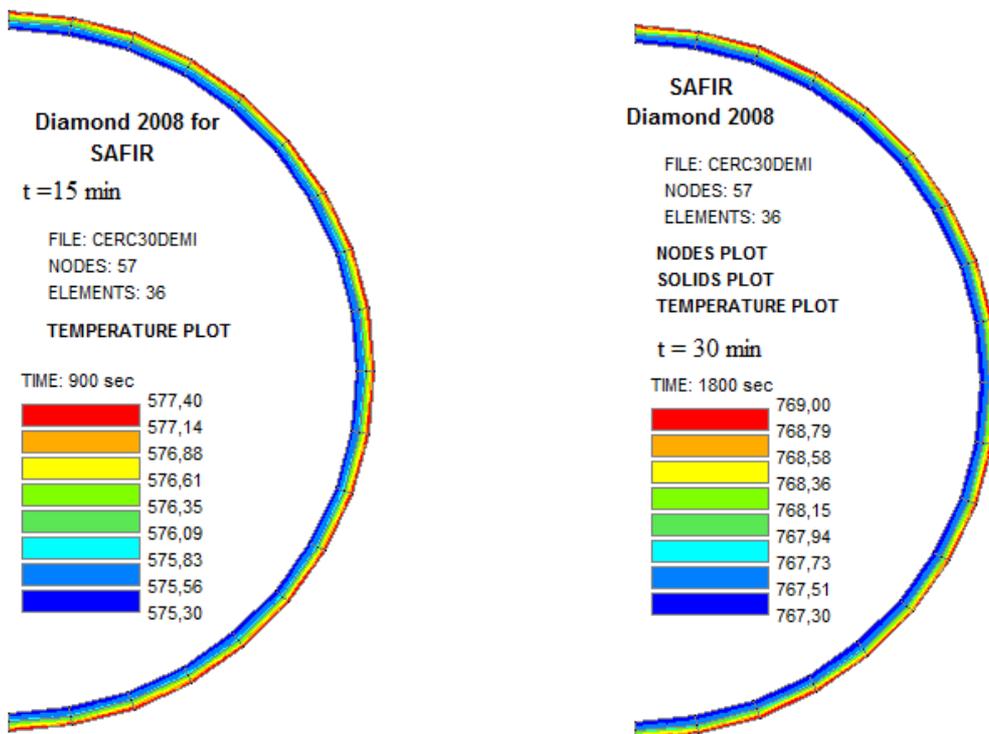
### **7. 1. Résultats de l'analyse thermique**

L'étude de simulation avec le code SAFIR du poteau circulaire en acier non protégé a donné les résultats ci contre. A  $t=4$  min la face exposée au feu présente une température uniforme

de environ 154,7° C. La face intérieure non exposée au feu a une température de 153,4°C. A t = 15 min la face exposée au feu présente une température uniforme de environ 577° C ces températures sont très proche de celles trouvées dans la section 1.3.2 chapitre 2. Par contre elles sont très éloignées des températures trouvées dans la section 1.3.1 chapitre2. Ces dernières étaient considérablement inférieures grâce à la protection employée. Dans le chapitre2 nous avons traité les notions de protection de l'acier vue son importance et son rôle considérable pour augmenter la résistance au feu des éléments en acier. D'après la littérature et d'après les résultats que nous avons obtenus (voir tableau3.6 et tableau 3.7), un poteau en acier non protégé a une résistance au feu qui ne dépasse pas 17 min 37sec. Nous avons vu dans la section 2.4 chapitre 1 selon [REN, 09] qu'une stabilité au feu de degré R15 (stabilité au feu 1/4 h selon l'ancienne dénomination française) est exigée pour les structures et pannes dans l'article 4 de l'arrêté du 23 décembre 2008. La question qui se pose est : « cette durée, est-t-elle suffisante ? ». En reprenant la phrase qui a été dite dans l'introduction : « Cette résistance au feu a pour but de préserver la stabilité des édifices et de s'opposer à la propagation rapide du feu pendant le temps nécessaire à l'alarme et à l'évacuation des occupants ». A mon avis la réponse est : La protection de l'acier est très nécessaire pour augmenter sa résistance au feu.



**Figure 3.9-** Température du poteau circulaire après 60s et 240s



**Figure 3.10-** Température du poteau circulaire après 15min et 30 min

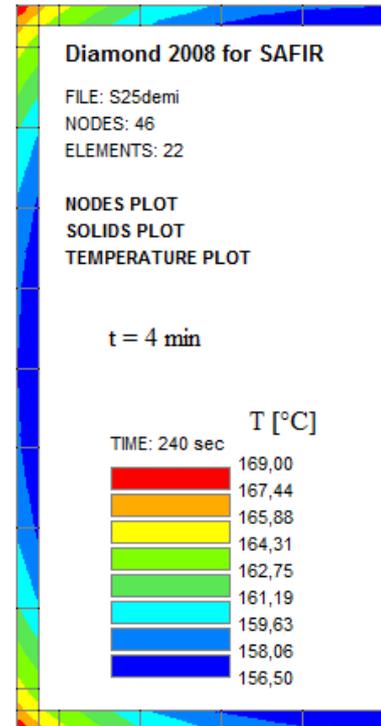
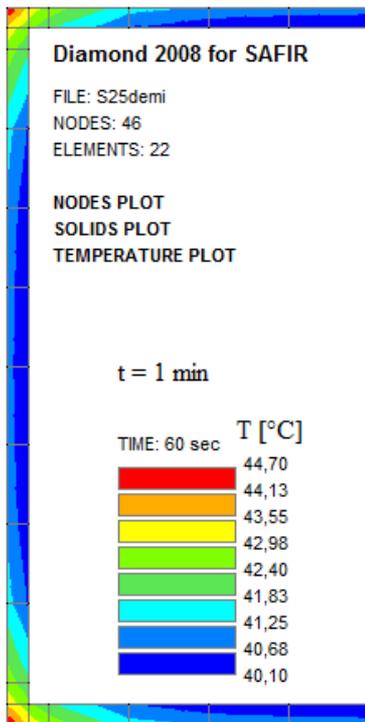


Figure 3.11- Température du poteau carré après 60s et 240s

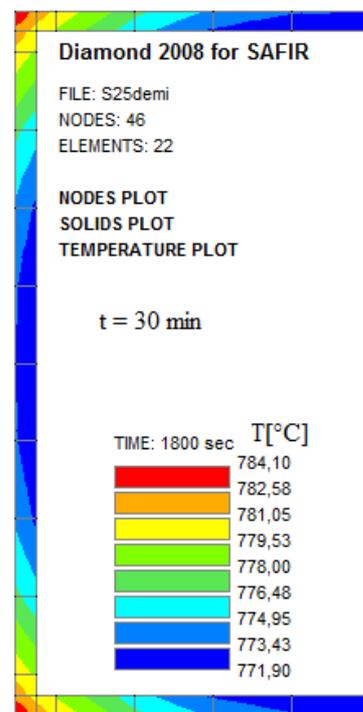
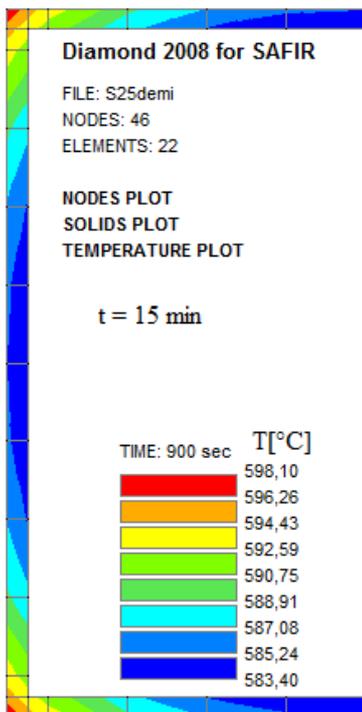


Figure 3.12- Température du poteau carré après 15min et 30 min

Les températures de la colonne de section carrée à sont proches des températures de la colonne de section circulaire.

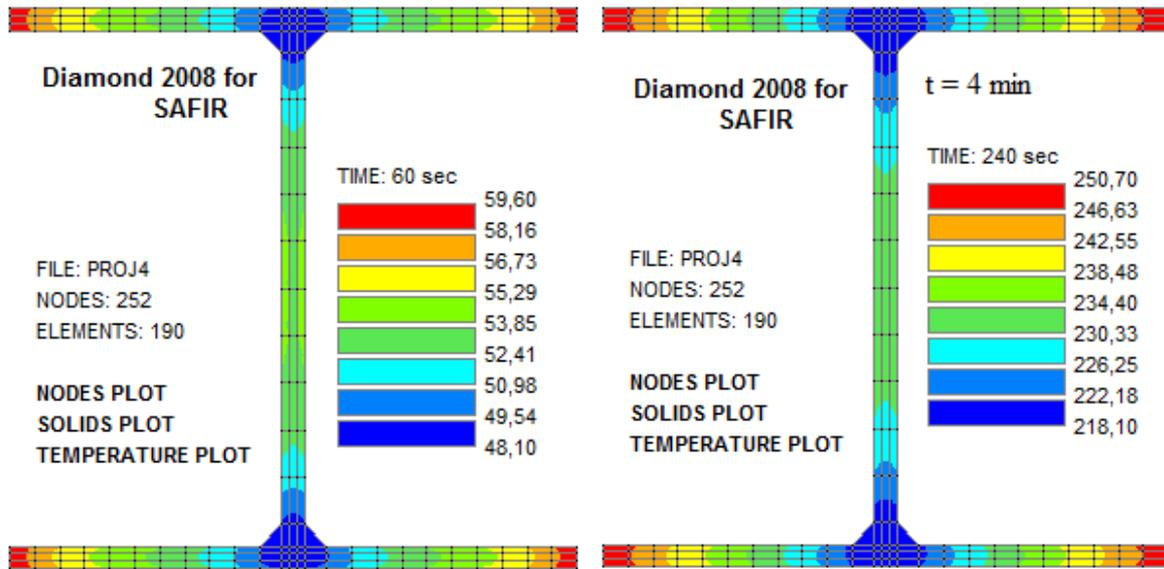


Figure 3.13 - Température du poteau en I après 60s et 240s

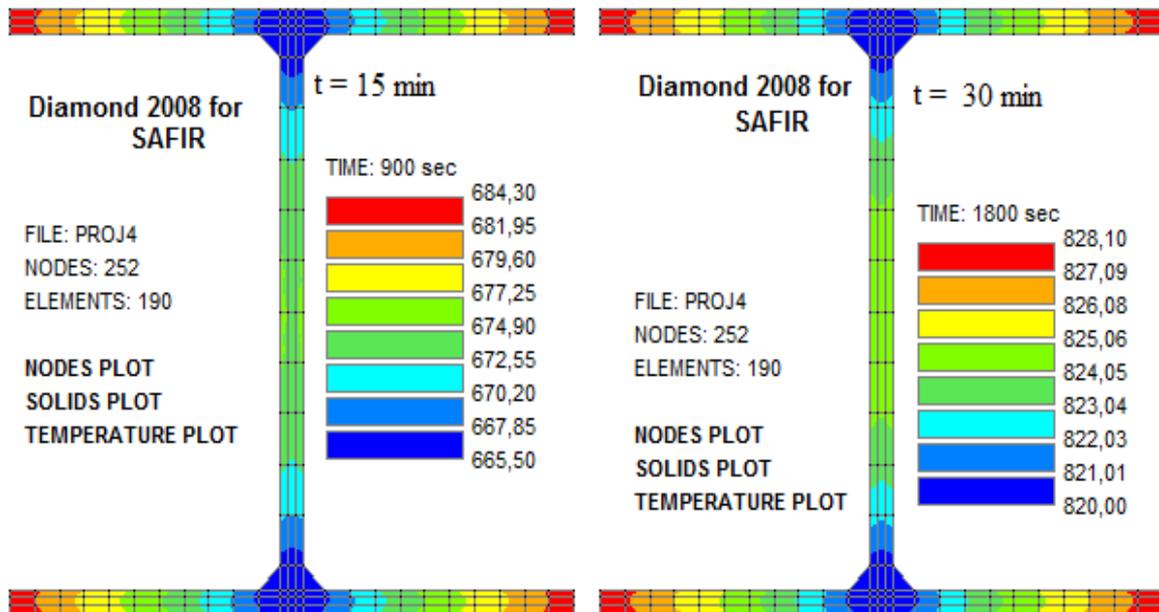
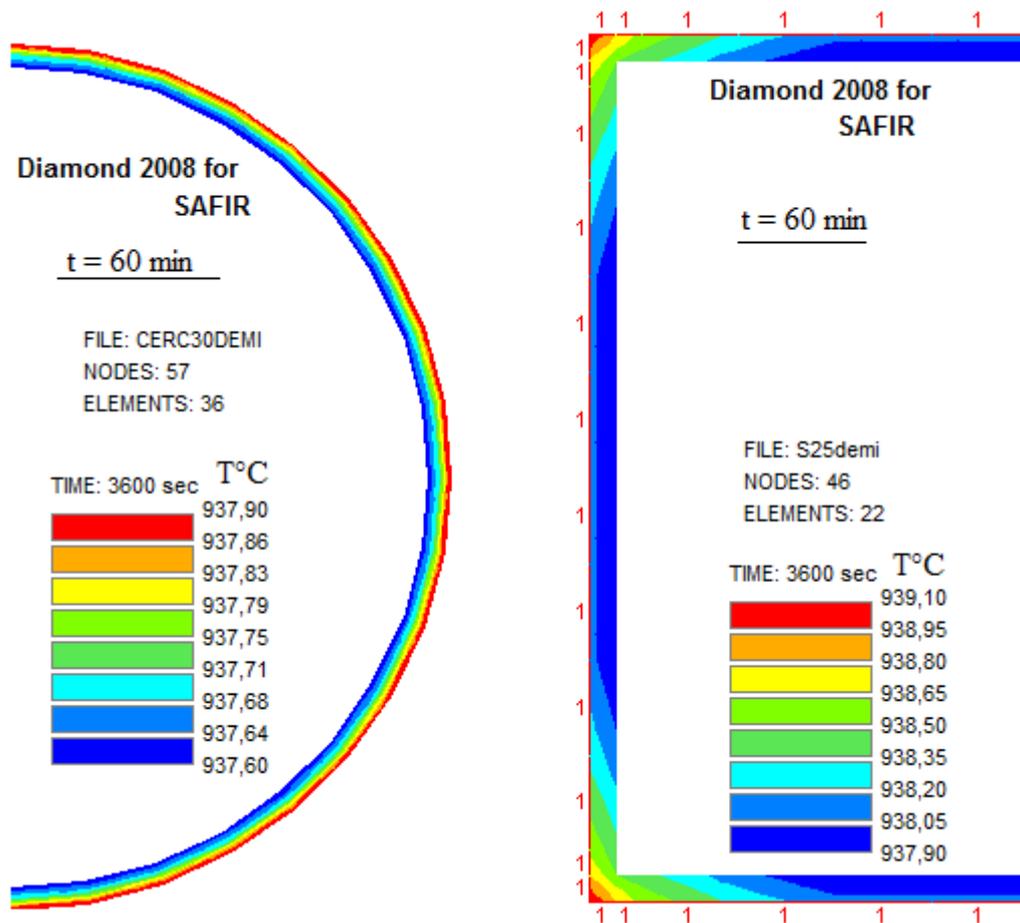


Figure 3.14 - Température du poteau en I après 15 min et 30 min

Nous constatons que les températures dans les profilés en I sont nettement supérieures que celles des deux autres types de profilés. Dans ce qui suit, nous allons expliquer ce phénomène qui a une relation avec le facteur de massivité. D'après les formules (II.2.1) et (II.2.2) l'augmentation de la température est proportionnelle au facteur de massivité. Les tableaux dans le chapitre 2 partie II donnent les valeurs du facteur de massivité. Pour les sections

circulaire et carrée il vaut  $1/t$  alors que pour la section en I il vaut  $2/t$  voir tableau5. Pour cette raison le profilé en I chauffe plus vite que les deux autres.



**Figure 3.15-** Température des poteaux en carré et circulaire après 60 min

Toutefois à  $t = 60$  min nous remarquons que les températures pour les trois sections sont les mêmes. La valeur de la température est comprise entre  $937^{\circ}\text{C}$  -  $942^{\circ}\text{C}$ . Dans le chapitre 2, l'abaque figure2.1 montre qu'à partir de  $t = 60$  min l'influence du facteur de massivité sur l'augmentation de température disparaît (courbes constantes).

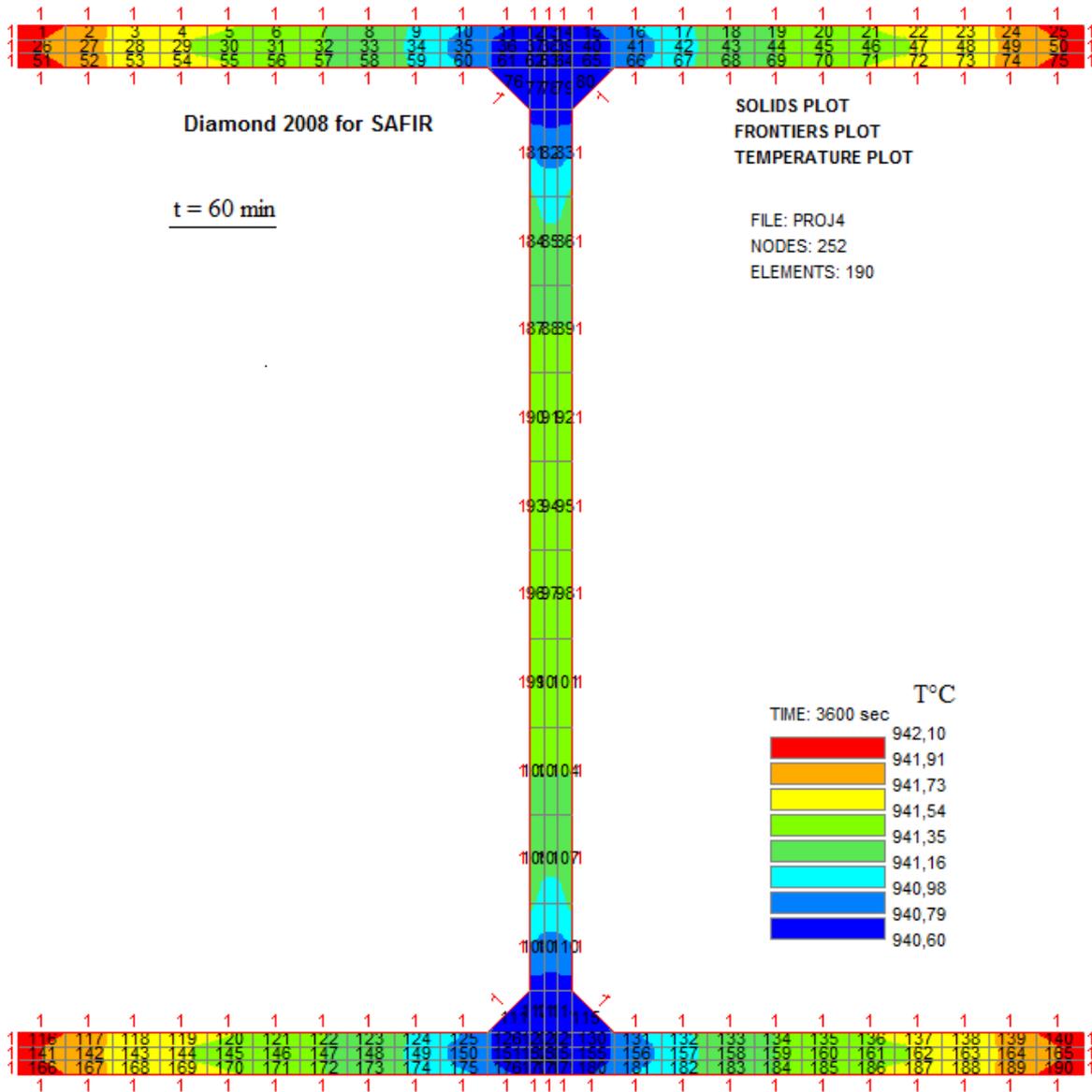
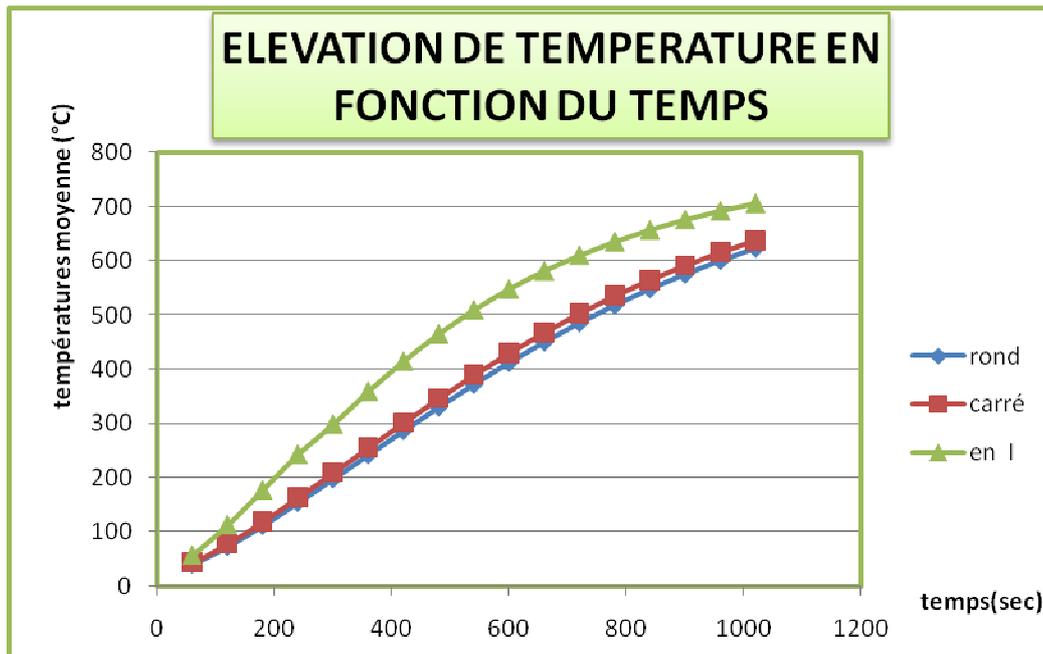


Figure 3.16 - Température du poteau en I après 60 min

### 7.1.1 Variation des températures en fonction du temps des trois types de poteau



**Figure 3.17 :** Variation des températures en fonction du temps des trois types de poteau

La figure 3.17 présente les courbes des températures moyennes des trois types de poteaux considérés dans l'analyse thermique cette figure est adéquate avec ce qui a été présenté dans la littérature.

## 8. ANALYSE MECANIQUE

L'analyse mécanique se réfère à la première phase d'étude pour utiliser les températures des éléments en fonction du temps. Le fichier de données contient en plus des températures trouvées la description de la géométrie du poteau ainsi que le nombre d'élément qui est égale à 10, le nombre de gauss = 2, le chargement. Les caractéristiques du matériau utilisé (acier) sont d'après l'Eurocode 3 : le coefficient de poisson ( $\nu = 0.3$ ), la résistance à la compression ( $f_c = 275 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ ), le module de Young ( $E = 210 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$ ).

### 8. 1. Résultats de l'analyse mécanique

**Tableau 3.6** -Résistance au feu pour différentes charges, ( $A=47 \text{ cm}^2$ )

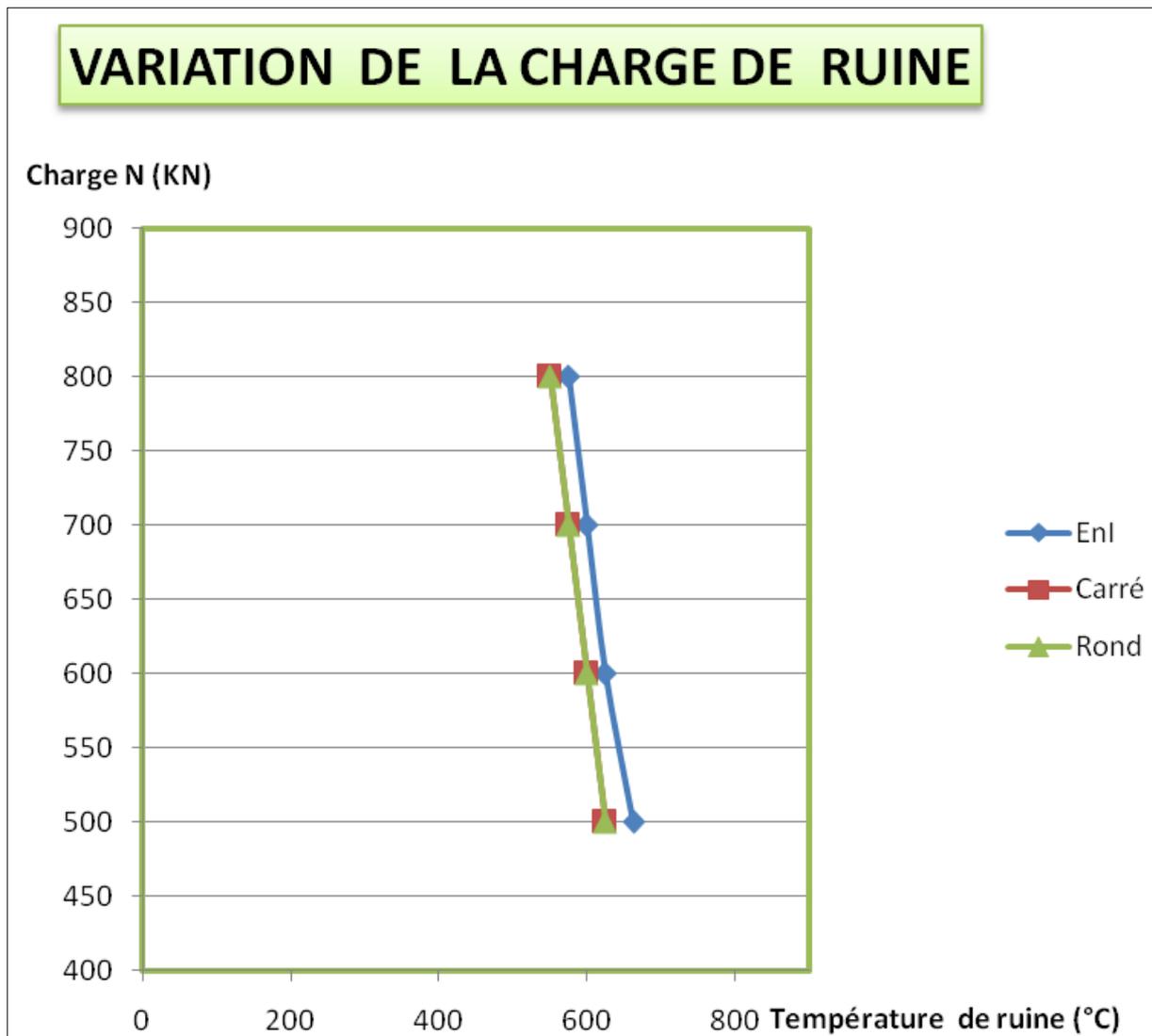
N (k N) charge centrée	R <sub>f</sub> Section circulaire	R <sub>f</sub> , Section carré	R <sub>f</sub> , Section en I
500	13 min 7s	12 min 0s	10 min 11s
600	11min 30s	11 min 11s	9 min 11s
700	9min 30s	9 min 5s	8 min 0s
800	7min 35s	7min 8s	6 min 38s

**Tableau 3.7** - Résistance au feu pour différentes charges, ( $A=70 \text{ cm}^2$ )

Il est visible d'après les tableaux 3.6 et 3.7 que les poteaux rond et carré ont des temps de ruine supérieure à celui du poteau en I.

N (k N) charge centrée	R <sub>f</sub> Section circulaire	R <sub>f</sub> Section carré	R <sub>f</sub> Section en I
500	17 min 37s	16min 56s	13min 56s
600	16 min 11s	15min 31s	12 min42s
700	15 min 9s	14 min 33s	11min 40s
800	14min 18s	13min 41s	10min 54s

## 8. 2. Influence de la température sur le type de section



**Figure 3.18 :** Variation de charge en fonction de la température de ruine

Nous remarquons que les courbes (charges - températures) des trois types de poteaux sont rapprochées, elles présentent la même charge de ruine. La courbe du poteau en I est en avance avec un écart de température d'environ (25°C). C'est la raison pour laquelle son temps de ruine est inférieur à celui des deux autres ce qui explique mieux les figures (3.23 et 3.24)

### 8. 3. Déplacements des nœuds

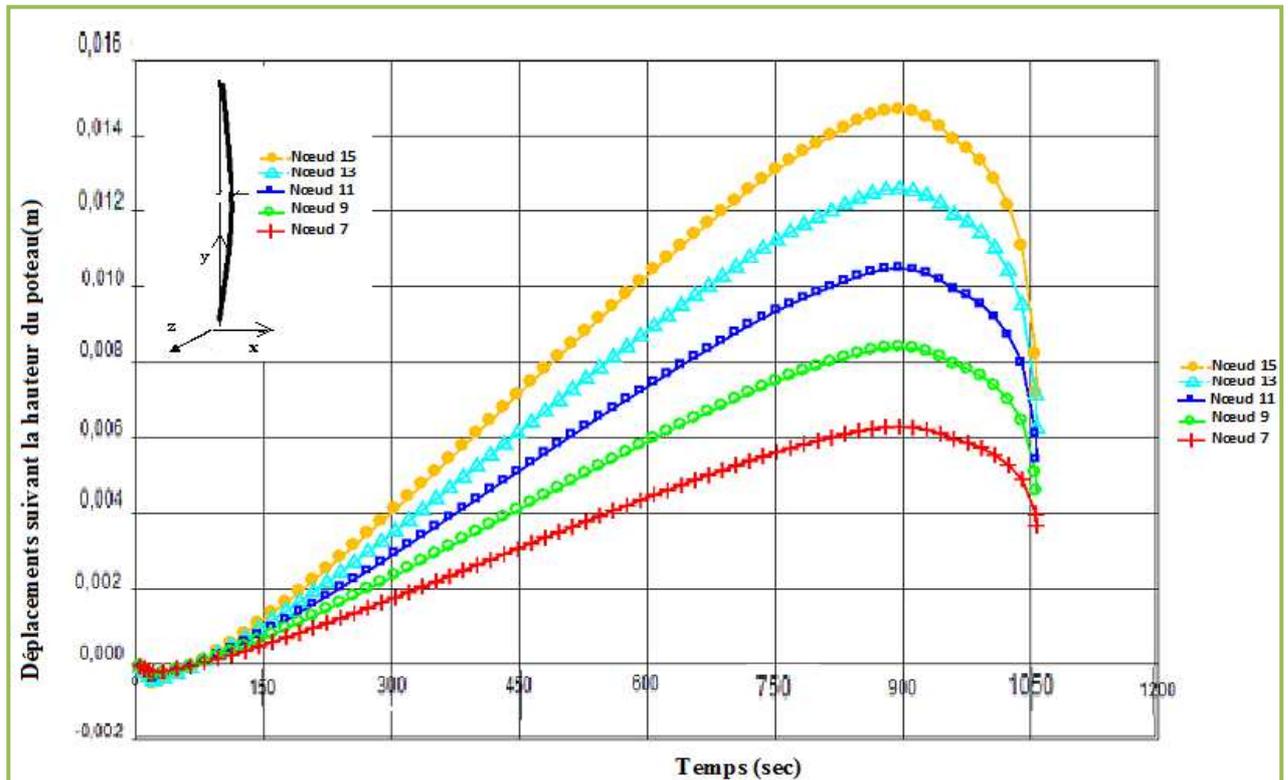


Figure 3.19 : Déplacement longitudinal du poteau circulaire

La figure 3.19 montre que le déplacement longitudinal du poteau considéré est négatif jusqu'au temps 75s il s'agit d'un raccourcissement du à la compression, ensuite il change de signe. Nous pouvons dire que le poteau a subi une dilatation due à l'augmentation de température.

### 8. 4. Rotations des nœuds

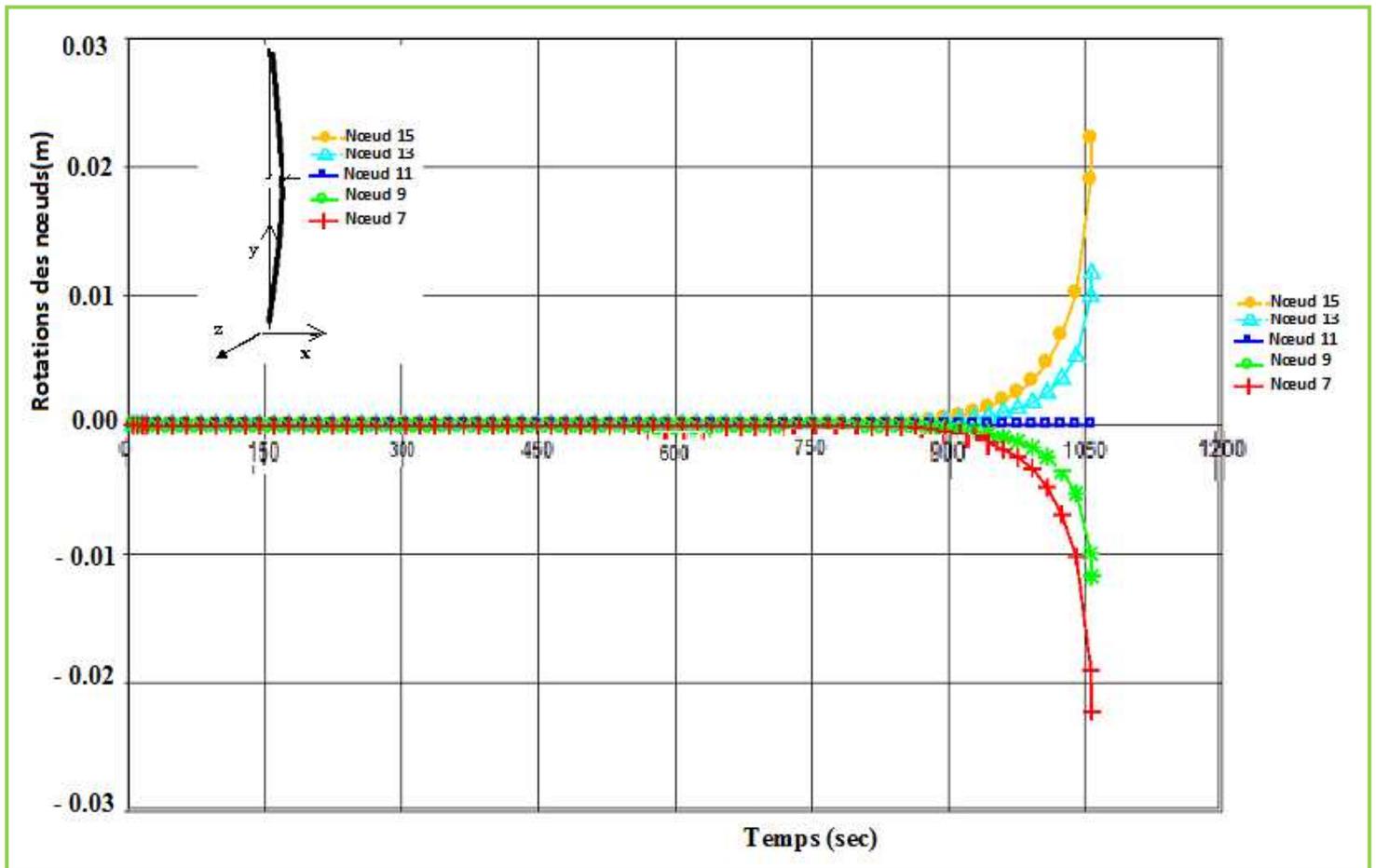


Figure 3.20 : Rotations des nœuds du poteau circulaire selon l'axe z

### 8. 5. Influence de la température sur le module tangent

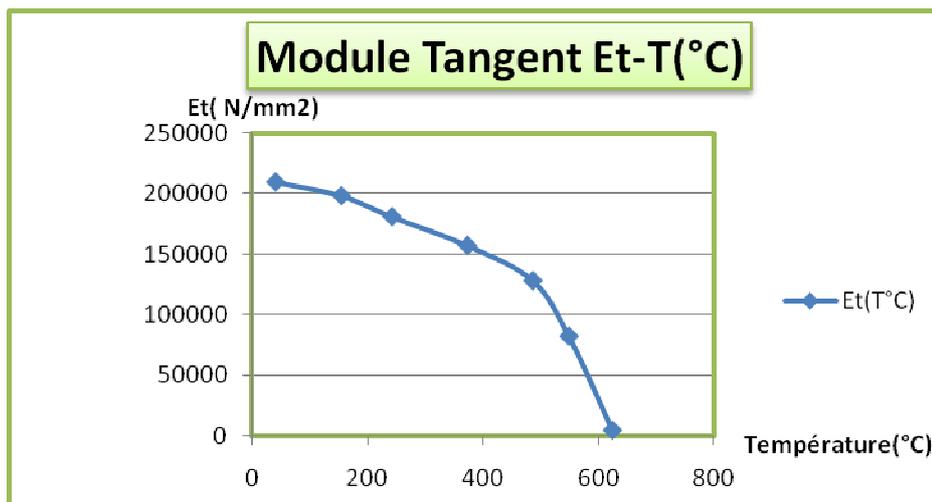
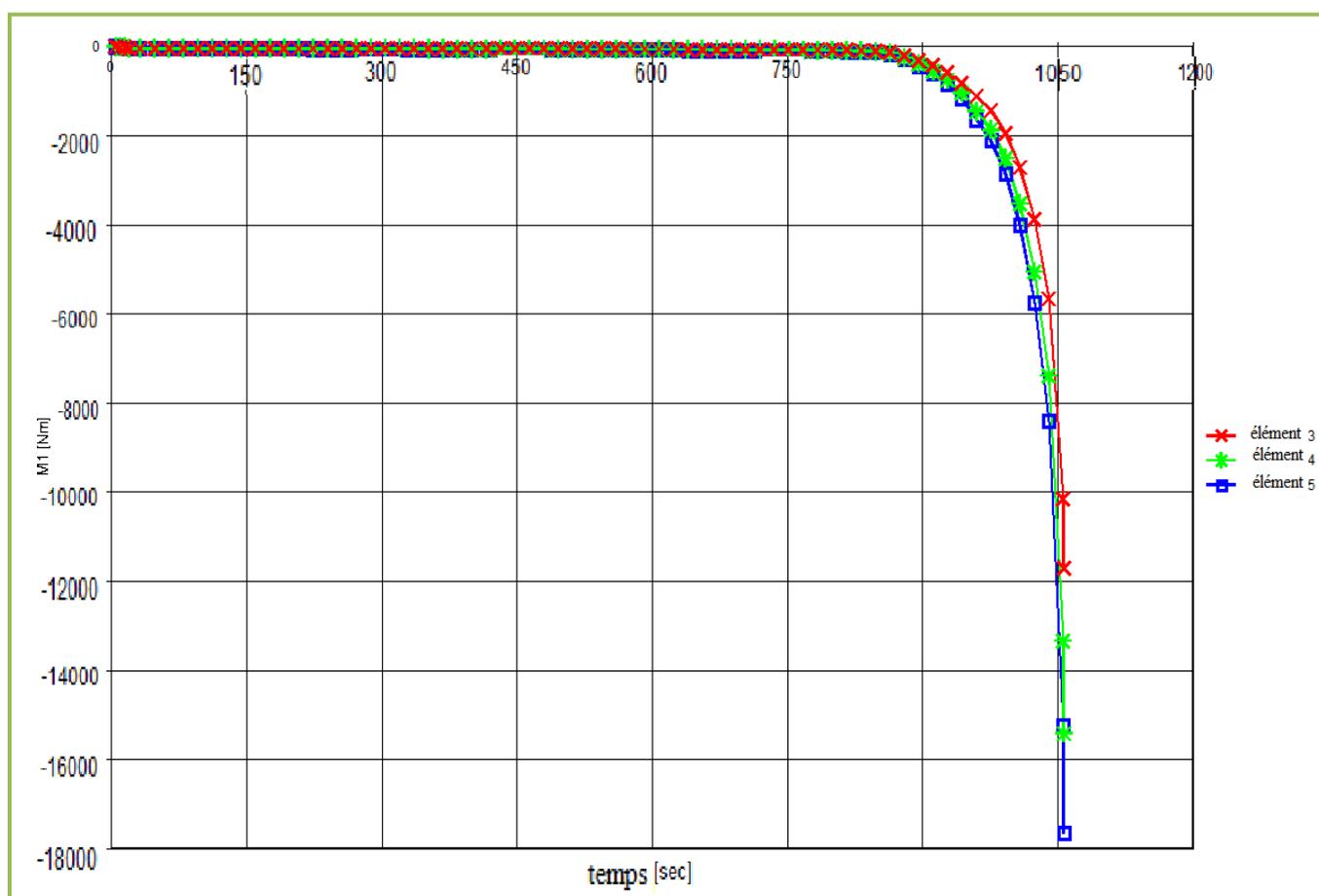


Figure 3.21: Module tangent en fonction de la température (N=

Le nœud 11 correspond à la demi hauteur du poteau, les nœuds 7 et 9 sont respectivement symétrique aux nœuds 15 et 13 ce qui explique les rotations des nœuds suivant l'axe z dans la figure 3.20. Nous notons également que les rotations n'apparaissent qu'à partir du temps  $t = 900$  sec.

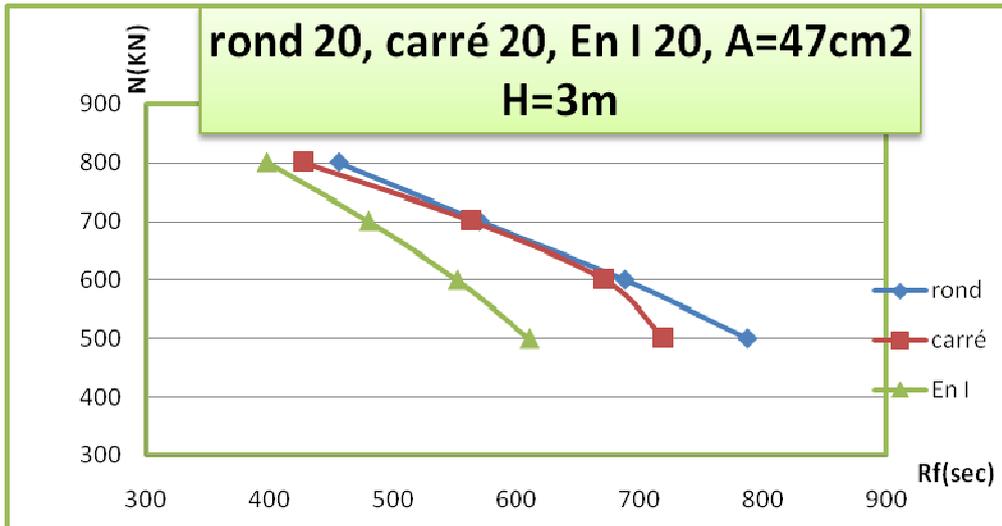
### 8. 6. Moment fléchissant pour trois éléments du poteau circulaire



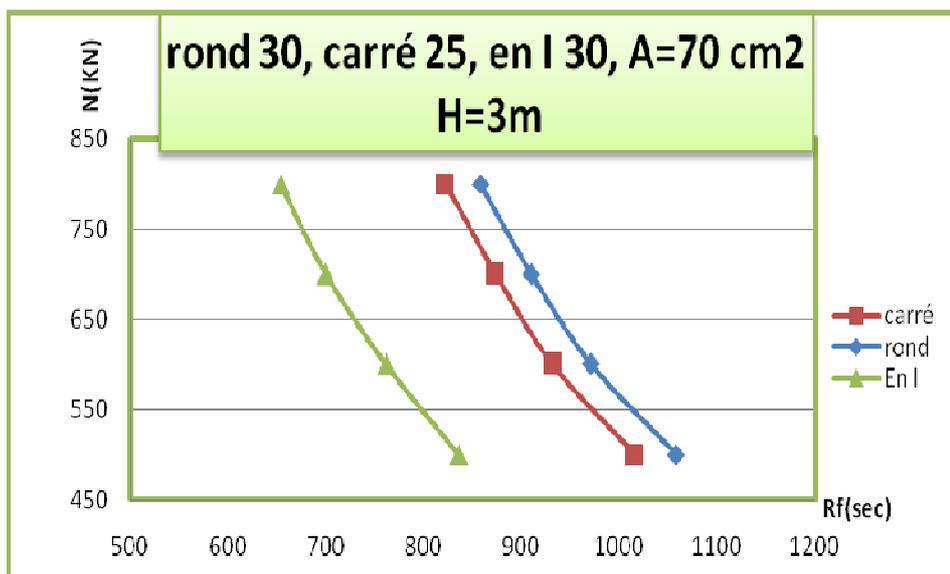
**Figure 3.22:** Moment fléchissant pour 3 éléments du poteau circulaire

Le moment fléchissant est nul jusqu'au temps  $t=900$ sec, puis il augmente brutalement jusqu'à l'obtention du moment de ruine.

### 8. 7. Influence du type de section sur la résistance au feu



**Figure 3.23 :** Résistance au feu des trois types de poteau ayant une section de 47cm<sup>2</sup>



**Figure 3.24:** Résistance au feu des trois types de poteau ayant une section de 70 cm<sup>2</sup>

La diminution de la charge appliquée entraîne l'augmentation du temps de ruine ( la résistance au feu). Le temps de ruine du poteau en I est inférieur à celui des poteaux carré et circulaire, ceci est du à l'augmentation rapide de la température dans le poteau en I par comparaison avec les deux autres voir (Figure 3.17), ce qui est en relation avec le facteur de massivité.

### 8. 8. Influence de la dimension de section sur la résistance au feu

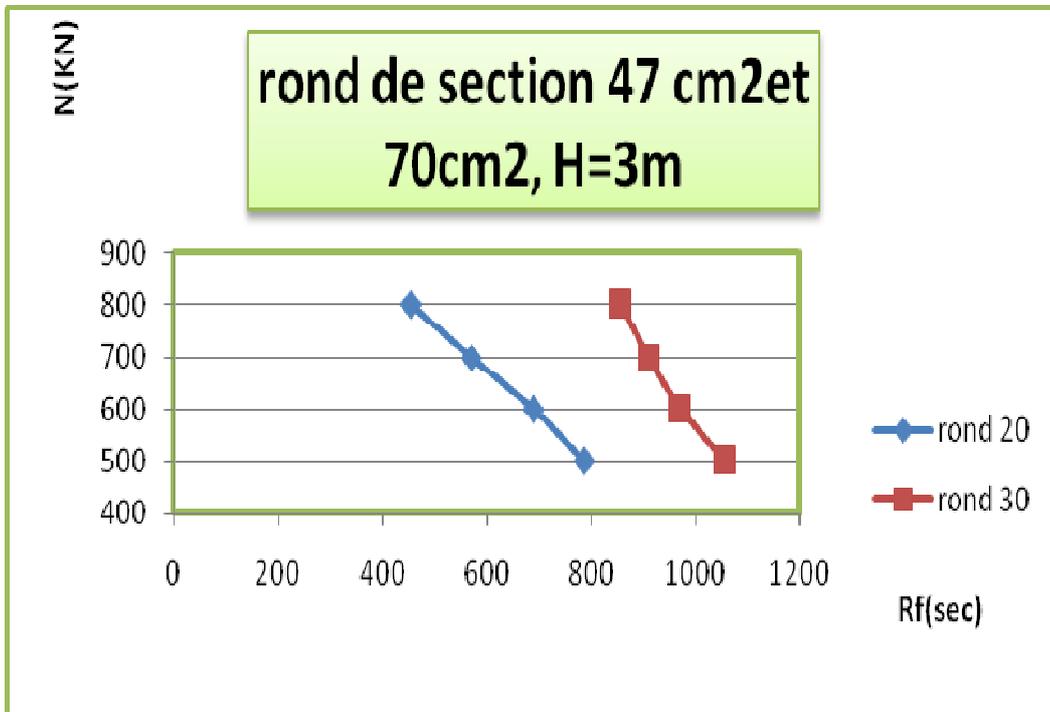


Figure 3.25 : Résistance au feu du poteau rond pour deux sections différentes

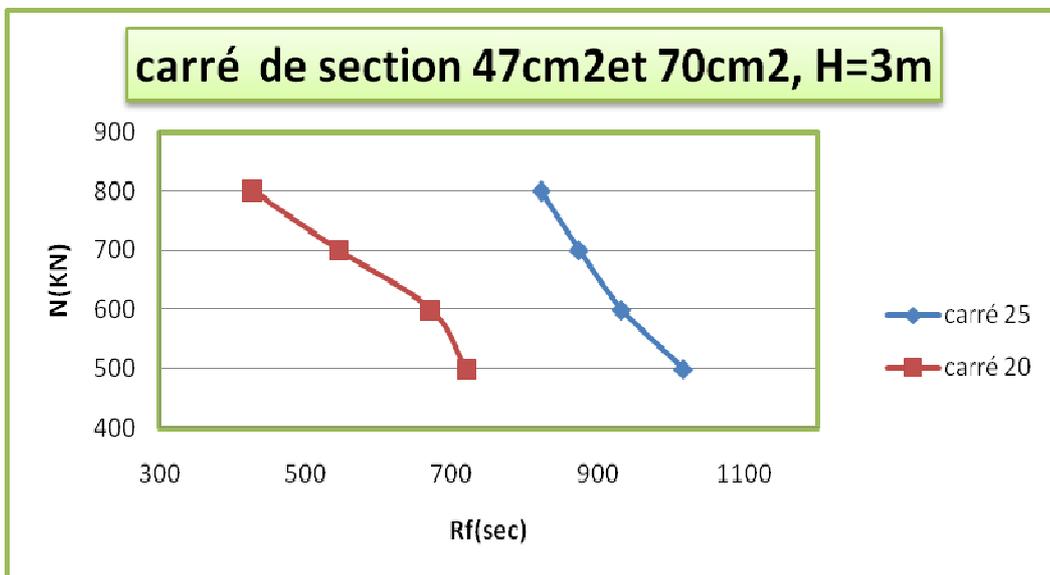
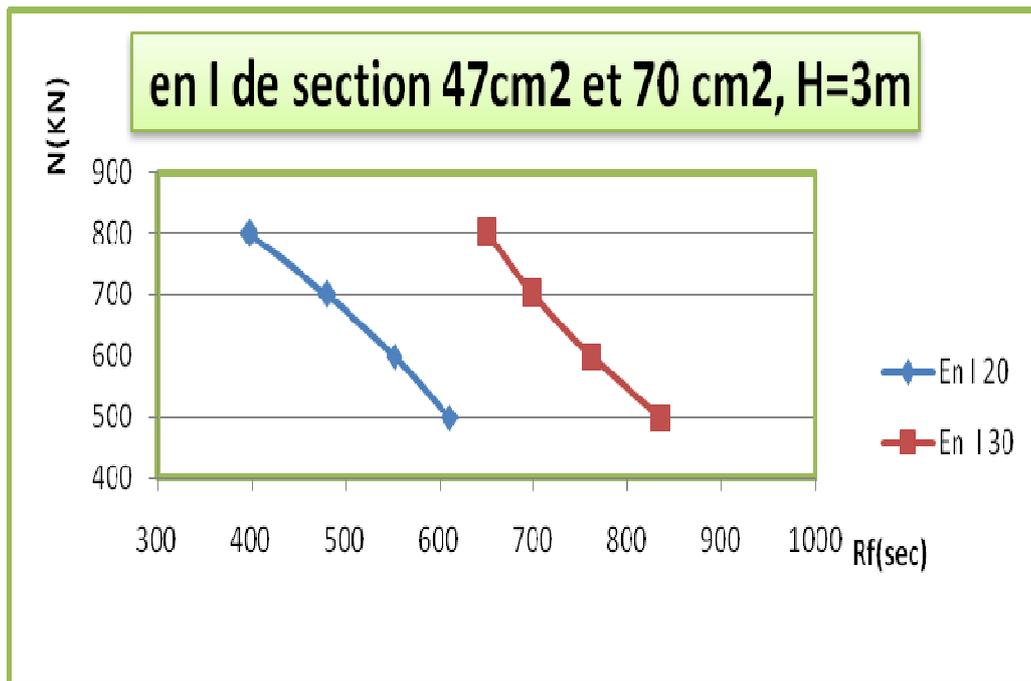


Figure 3.26: Résistance au feu du poteau carré pour deux sections différentes



**Figure 3.27 :** Résistance au feu du poteau en I pour deux sections différentes

Les figures 3.25, 3.26, 3.27 montrent que l'augmentation des dimensions des sections retarde la ruine des poteaux.

## 9. CONCLUSIONS

L'étude multi physiques de poteaux en acier avec différentes sections, tenant compte du comportement non linéaire des matériaux, de l'effet des grandes déformations et de la dégradation des matériaux nous a permis de soulever les conclusions suivantes :

- L'élévation des températures, pour une même durée de temps, pour le poteau en I est nettement supérieure par rapport aux deux autres poteaux creux carré et circulaire. Ce point est en faveur des poteaux creux.
- L'effort de compression (normal) joue un rôle stabilisant au début du chargement thermique jusqu'à l'égalité du déplacement due à l'effort mécanique (effort de compression) et celui de l'action thermique (dilatation). Mais dès que ce point est atteint et vu que les caractéristiques mécaniques se dégradent au fur et à mesure que l'intensité du champ de température augmente cet effort de compression devient

dangereux. Ce qui est traduit par la diminution du temps de ruine des poteaux une fois que l'effort de compression augmente. Ce comportement est commun pour les trois types de section.

- Le module tangent, représentant la rigidité locale ou globale du poteau, diminue au fur et à mesure que la température augmente et il atteint une valeur minimale proche de zéro une fois que la ruine est atteinte.
- Le moment fléchissant dans les poteaux reste nul jusqu'à un certain niveau de température (de durée) puis il augmente brutalement jusqu'à l'obtention du moment de ruine. La même remarque est soulevée pour le déplacement transversal au milieu du poteau, qui démarre avec une valeur nulle, puis il augmente considérablement jusqu'à la ruine du poteau.
- Le temps de ruine du poteau en I est inférieur à celui des poteaux carré et circulaire, ceci est dû à l'augmentation rapide de la température dans le poteau en I par comparaison avec les deux autres. La ruine des poteaux se retarde en augmentant les dimensions des sections.

## REFERENCES

[HEL, 05] Helid Aresu de Seui, *Cours de protection contre l'incendie destiné aux préventionnistes incendie*, <http://www.aresu.be/>, 2005

[ZHA, 06] G. ZHANG, A-H. LEE, H-C. LEE, M. CLINTON, *Fire safety among the elderly in Western Australia*, Fire safety journal, ELSEVIER, N°41, 2006 p 57-61

[REN, 03] C. RENAUD, *Modélisation numérique, expérimentation et dimensionnement pratique des poteaux mixtes avec profil creux exposés à l'incendie*, thèse de doctorat, Université de Rennes, 2003.

[DEN, 07] J. F. Denoël, *Sécurité incendie et construction en béton*, Publication FEBELCEM, 2007

[ENV, 91] ENV 1991 1-2, EUROCODE 1, *Actions sur les structures – Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu*, 2002.

[MIH, 09] Mihai Cristian Vulcu, *Numerical Modeling of Membrane behaviour in fire*

situation, Travail de fin d'études, University of Liege, 2009

[KRU, 04] J. KRUPPA, *Sécurité incendie des ouvrages en structures métalliques* :

Département Incendie et Essais, Centre technique industriel de la construction métallique CTICM, publié par "les Techniques de l'Ingénieur", *partie 1* : C2506, 2004

[JOY, 90] D. JOYEUX, *Détermination de la température des structures métalliques en situation d'incendie selon l'Eurocode 3*, Construction métallique n° 3, CTICM 1990.

[FRA, 09] J-M. FRANSSSEN, F. HANUS, *Temperature in the protected HEB 260 Columns*, COSSFIRE Project - Rome Meeting, 2009.

[KRUP, 00] J. KRUPPA, A. MARCK et B. ZHAO, *procédure d'extrapolation des performances de résistance au feu d'éléments séparatifs à ossature acier* Centre technique industriel de la construction métallique CTICM, Construction Métallique, n° 4-2000

[BAR, 78] B. BARTHELEMY, J. KRUPPA, *Résistance au feu des structures béton – acier - bois*, Paris, 1978.

[ENV, 93] ENV 1993 1-2, EUROCODE 3, *Calcul des structures en acier – Partie 1-2 : Règles générales, Calcul du comportement au feu*, 2005.

[ENV, 94] ENV 1994 1-2, EUROCODE 4, *Calcul des structures mixtes acier - béton – Règles générales, Calcul du comportement au feu, Partie 1-2*, 2005.

[DOT, 97] J.C. DOTREPPE *Mechanical properties of quenched and self-tempered reinforcing steel at elevated temperatures compared with recommendations of Eurocode 2 - Part 1-2*, Université de Liège, Matériaux et Constructions, Vol. 30, pp 430-438, 1997

[REN, 09] C. RENAUD, S. SAKJI, *Ossatures en acier Méthode de justification d'une stabilité au feu de ¼ heure (R15)*, CTICM, [www.cticm.com](http://www.cticm.com), 2009

[ZHA, 02] B. ZHAO, *Evaluation de la résistance au feu des éléments structuraux en acier inoxydable*, Construction métallique n° 4, CTICM 2002.

[LOP, 09] N. LOPES\*, P-V. REAL, L-S. SILVA, J-M. FRANSSSEN, *Numerical Modelling of Thin-Walled Stainless Steel Structural Elements in Case of Fire*, Fire Technology, 2009

[JOU, 04] JOURNAL OFFICIEL DU 1<sup>er</sup> AVRIL, *Arrêté du 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de constructions et d'ouvrages*, (république Française), 2004.

[ENV, 93] ENV 1993 1-1, EUROCODE 3, *Calcul des structures en acier – Partie 1-1: Règles générales*, 2005.

[FRA, 05] J-M. FRANSSSEN, *SAFIR. A Thermal/Structural Program Modeling Structures under Fire*, Engineering Journal, A.I.S.C., Vol 42, No. 3(2005), 143-158

[FRA, 87] J-M. FRANSSSEN, *Contributions à la modélisation des incendies et de leurs effets sur les bâtiments*, thèse de doctorat, Université de Liège, 1987.

[EEC, 85] ECCS, Technical Committee 3 – *Fire Safety of Steel Structures*, First Edition, N°35, 1985.

[PUR, 96] J. A. PURKISS, *Fire safety Engineering Design of Structures*, Aston University, 1996

[DME, 85] Design Manual on the European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures, [www.eccspublications.eu](http://www.eccspublications.eu), N°35, 1985

[CHR, 09] Christian Pérez-Jiménez\*, LABEIN-TECNALIA S.A.I., Bilbao, Spain Georges, Jan Guigay, Bjorn Karlsson, Jonas Eliasson, Reykjavik, Andrej, Horvat, Yehuda Sinai, J-M FRANSSEN, *Influence of Obstacles on the Development of Gravity Current Prior to backdraft*, *Fire Technology*, 45, 323–340, 2009

[ZHA, 09] C. M. Zhao, S. M. Lo\*, M. Liu, Tat Chee Avenue, Kowloon Tong, Hong Kong S. P. Zhang, Xi\_an, P.R. China, *A Post-fire Survey on the Pre-evacuation Human Behavior*, *Fire Technology*, 45, 71–95, 2009

[RAV, 00] R. R. AVENT, D. J. MUKAI, P. F. ROBINSON *Effect of heat Straightening on material Properties of Steel*, *Journal of materials in civil engineering*, 2000

[YIN, 06] Jing Yina\*, Xiao-xiong Zhaa, Long-yuan Lib, *Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns*, *Journal of Constructional Steel Research* 62, 723–729, 2006

[FRA, 07] J-M FRANSSEN, R. ZAHARIA, *Design of Steel Structures subjected to Fire:*

*Background and Design Guide to Eurocode 3*. 2nd Edition, University of Liege, *Fire Technology*, 43, 251–253, 2007

[KRU, 05] J. KRUPPA, L. TWILT, J.B. SCHILEICH, *Vers une conception des ouvrages par l'ingénierie incendie*, [www.cticm.com](http://www.cticm.com), 2005

[GRE, 04] M. Green, V. Kodur, *Résistance au feu de structures renforcées de composites de PRF* Réseau de recherche ISIS Canada, 2004

[FRA, 00] J.M. FRANSSEN, *Proceedings of the first international workshop “structures in fire”*. Copenhagen. Second Edition. pp.339, 19-20 June 2000.

[NIS, 96] National Institute of Standards and Technology, *Project Summaries*. NIST Building & Fire Research Laboratory U.S. Department of Commerce Technology Administration, 1996

[DIR, 06] C. DIRMER, *Sécurité contre l'incendie dans les établissements recevant du public (ERP)* Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, Doc. C 3 280 – 2, 2006

[LAN, 06] C. LANGLAIS, S. KLARSFELD, *Isolation thermique à température ambiante. Propriétés*, Techniques de l'Ingénieur, C 3 372 – 2, 2006

[LAM, 08] H. LAMY, *Règles et normes des portes pour passage de véhicules et des portails*, Techniques de l'Ingénieur, C 3 653 – 2, 2008

[RUD, 03] J-L. Ruddy, J-P. Marlo, S- A. Ioannides, F. Alfawakhiri, *Fire Resistance of Structural Steel Framing* American Institute of Steel Construction, Inc. 2003

[BAR, 84] K.BARDELL, *Critical Temperature and Fire Resistance of Steel columns*, Ottawa, Canada, 1984

[BUR, 02] A. BUREAU, *application de l'EC3-DAN résistance des éléments comprimés et fléchis*, construction métallique, n° 4-2002

[LEB, 99] H. LEBORGNE ET L. THOMAS, *Techniques de protections rapportées des structures en acier*, CTICM, revue Construction Métallique, n° 3-1999

[CAD, 03] J. F. CADORIN, *Compartment Fire Models for Structures Engineering*, Thèse de doctorat Université de Liège, 2003

[AVE, 00] R. R. Avent, D-J. Mukai, P-F. Robinson, *Effect of Heat Straightening on Material Properties of Steel* journal of materials in civil engineering, 188 / 2000

[NUN, 09] Nuno Lopes\* and Paulo Vila Real, Luìs Simões da Silva, J-M Franssen, *Numerical Modelling of Thin-Walled Stainless Steel Structural Elements in Case of Fire*, Fire Technology, 2009

[CAC, 09] P. B. Cachim\*, University of Aveiro, Portugal. Jean-Marc Franssen, University of Liege, Liege, Belgium. *Assessment of Eurocode 5 Charring Rate Calculation Methods*, Fire Technology March 2009

# **PARTIE III**

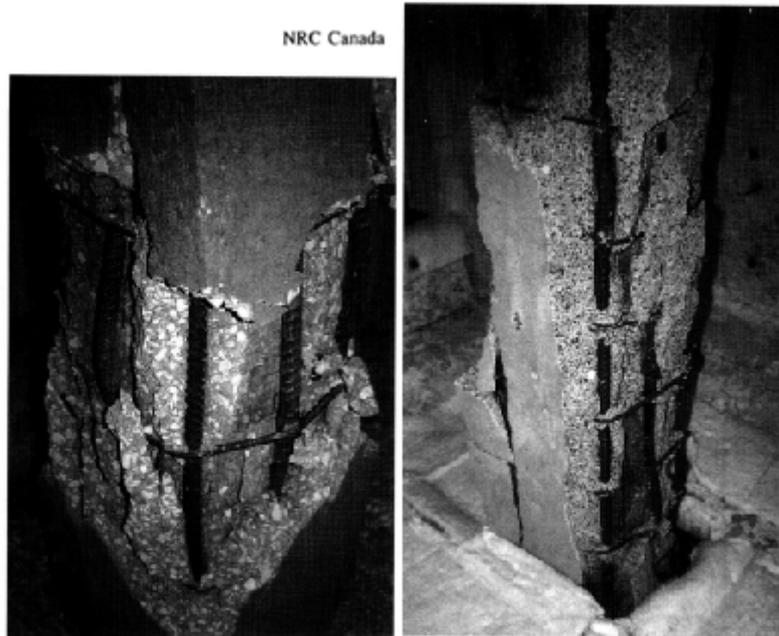
## **COMPORTEMENT DES COLONNES EN BETON ARME VIS-A-VIS DU FEU**

*University of Liege, Belgium, 2003*



*J.-M. Franssen and J.-C. Dotreppe,*

**CHAITRE 1 :**  
**CARACTERISTIQUES THERMO-PHYSIQUES ET**  
**MECANIQUES DU BETON ORDINAIRE ET DU BETON A**  
**HAUTE RESISTANCE, PHENOMENE D'ECAILLAGE**



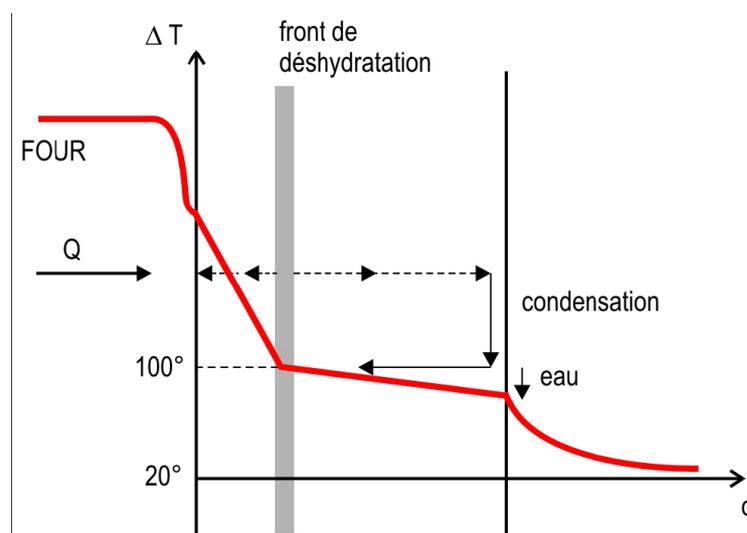
Kodur and McGrath , 2006

# 1. PHENOMENES PHYSIQUES ET CHIMIQUES, PROPRIETES THERMO-PHYSIQUES ET COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON

## 1.1 Phénomènes physiques et chimiques

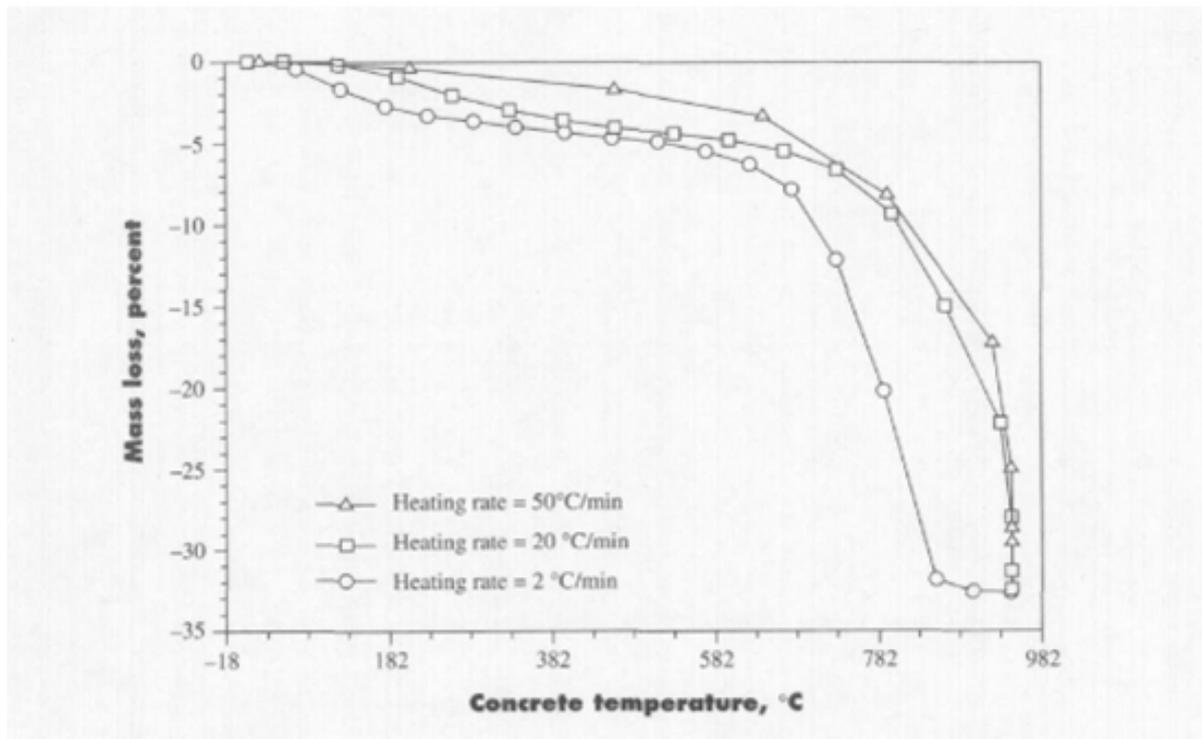
En cas d'incendie, une très forte augmentation [DEN, 07] de la température peut provoquer des modifications physicochimiques dans le béton, telles que la déshydratation par séchage du béton et la décarbonatation. Ces phénomènes peuvent produire des retraits, des pertes de résistance et de raideur des matériaux. La déshydratation et la décarbonatation sont des réactions endothermiques : elles absorbent de l'énergie et donc ralentissent l'échauffement. Elles vont donc de pair avec l'absorption de chaleur qui retarde l'échauffement du matériau

exposé au feu. A partir de la surface chauffée se forme un front de déshydratation et de vaporisation où la température dépasse à peine les 100 °C (voir figure ci-après). Si les pores capillaires sont trop fins, la pression de vapeur qui augmente peut générer dans le béton des contraintes de traction à ce point importantes que la limite de résistance du béton est dépassée. Ce phénomène est d'autant plus accentué que l'humidité du béton est élevée et que l'échauffement est rapide. Des fragments de béton peuvent alors être projetés de la surface de l'élément avec plus ou moins de violence (éclatement du béton).



**Figure 1.1:** Température dans une paroi en béton exposée au feu [DEN, 07]

Pour le béton, la perte de résistance résulte surtout de la formation de fissures internes et de dégradation/désintégration de la pâte de ciment. En effet la pâte se contracte alors que les granulats se dilatent. Outre ces fissures internes, on assiste, à des températures très élevées, à la formation de fissures entre la pâte de ciment et les granulats. Comme décrit ci-dessus, plusieurs transformations résultant de l'augmentation importante de la température interviennent dans la pâte de ciment, y provoquant une perte de cohésion.



**Figure 1.2** Perte de masse dans le béton à haute résistance à base d'agrégats de carbone A des températures élevées sous des flux variables [AHM, 99]

Il y a aussi le phénomène de perte de masse qui se produit dans le béton qui est du essentiellement à la perte en eau (l'évaporation). Ce phénomène est visible dans la figure 1.2

**Tableau 1.1** Réaction du béton à une attaque thermique [DEN, 07]

Température dans le béton (°C)	Réaction du béton
< 100	Cette température est en règle générale inoffensive pour le béton. Simple dilatation.
> 100	Le béton perd son eau libre. L'eau non chimiquement liée s'évapore des pores capillaires.
100 à 800	Le béton perd son eau chimiquement liée de CSH
> 300	La pâte se contracte tandis que les granulats se dilatent. Un échauffement de longue durée à cette température réduit considérablement la résistance à la traction. La décomposition du béton s'amorce.
400 à 600	L'hydroxyde de calcium ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) se décompose en oxyde de calcium ( $\text{CaO}$ ) et eau ( $\text{H}_2\text{O}$ ). La vapeur d'eau peut engendrer un phénomène d'écaillage local.
575	Transformation spontanée du quartz $\alpha$ en quartz $\beta$ qui va de pair avec une augmentation du volume du béton.
>700	La transformation du calcaire ( $\text{CaCO}_3$ ) en oxyde de calcaire ( $\text{CaO}$ ) ou "chaux vive" et dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ) s'amorce.
1 150 à 1 200	Le béton commence à fondre. La pâte de ciment d'abord, les granulats ensuite.
1 300 à 1 400	Liaison de la chaux avec $\text{SiO}_2$ et $\text{Al}_2\text{O}_3$ . Le béton se présente sous forme de masse fondue.

## 1.2 PROPRIETES THERMO-PHYSIQUES DU BETON

### 1.2.1 Dilatation thermique

D'après l'Euro code 4[ENV, 94] la déformation thermique  $\varepsilon_c(\theta)$  du béton se détermine à partir des expressions suivantes et par référence à la longueur à 20°C :

Granulats siliceux :

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta^3 \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.1})$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{pour } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.2})$$

Granulats calcaires :

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \theta^3 \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.3})$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{pour } 805^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.4})$$

Où  $\theta$  est la température en °C

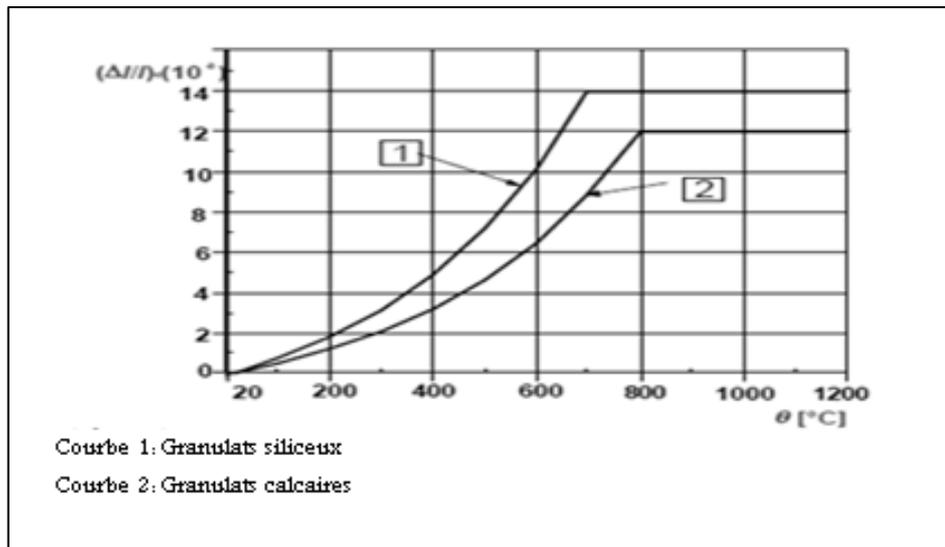


Figure 1.3 : dilatation thermique totale du béton.

### 1.2.2 Chaleur spécifique

D'après l'Euro code 4 la chaleur spécifique  $C_p(\theta)$  du béton sec (pour une teneur en eau de  $u = 0\%$ ) peut être déterminée à partir des relations suivantes :

Granulats siliceux et calcaires :  $C_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg K)}$  pour  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$

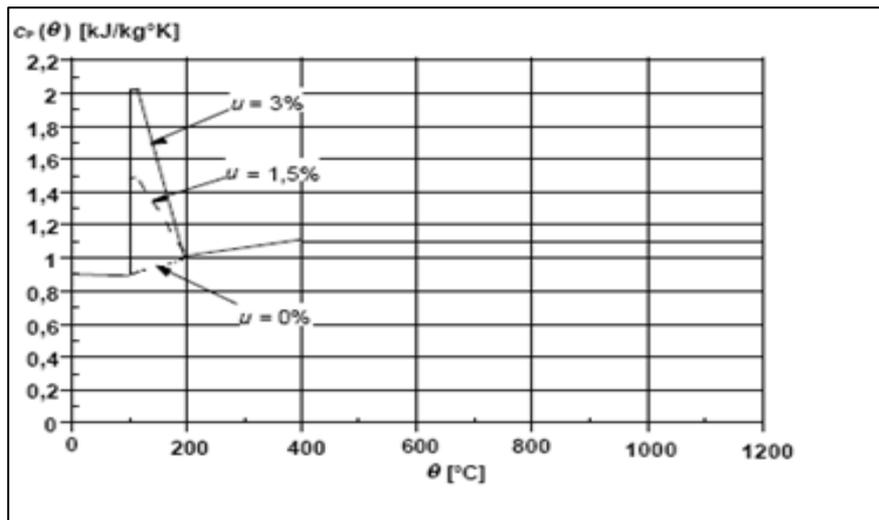
$$C_P(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg K)} \quad \text{pour} \quad 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.5})$$

$$C_P(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg K)} \quad \text{pour} \quad 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.6})$$

$$C_P(\theta) = 1100 \text{ (J/kg K)} \quad \text{pour} \quad 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.7})$$

Où  $\theta$  est la température du béton en ( $^\circ\text{C}$ ),

$C_P(\theta)$  en (J/kg K) pour trois teneurs en eau,  $u$ , différentes : 0%, 1,5% et 3% du poids du béton, est illustrée sur la figure 1.3



**Figure 1.4 :** Chaleur spécifique

Lorsque la teneur en eau n'est pas prise en compte dans la méthode de calcul, la fonction adoptée pour la chaleur spécifique du béton de granulats siliceux ou calcaires peut être modélisée par une valeur constante,  $c_{p \text{ peak}}$ , située entre  $100^\circ\text{C}$  et  $115^\circ\text{C}$  et une décroissance linéaire entre  $115^\circ\text{C}$  et  $200^\circ\text{C}$  :

$$c_{p \text{ peak}} = 900 \text{ (J/kg K)} \quad \text{pour une teneur en eau de } 0 \% \text{ du poids du béton}$$

$$c_{p \text{ peak}} = 1470 \text{ (J/kg K)} \quad \text{pour une teneur en eau de } 1,5 \% \text{ du poids du béton}$$

$$c_{p \text{ peak}} = 2020 \text{ (J/kg K)} \quad \text{pour une teneur en eau de } 3,0 \% \text{ du poids du béton}$$

D'après l'Euro code 4 la chaleur spécifique volumique,  $C_v(\theta)$ , en fonction de la température pour une teneur en eau,  $u$ , de 3 % du poids et une masse volumique de  $2300 \text{ Kg/m}^3$ .

pour d'autres teneurs en eau, une interpolation linéaire est acceptable. Les pics de chaleur spécifiques sont illustrés à la figure 1.4.

## 1.2.4 Chaleur spécifique volumique

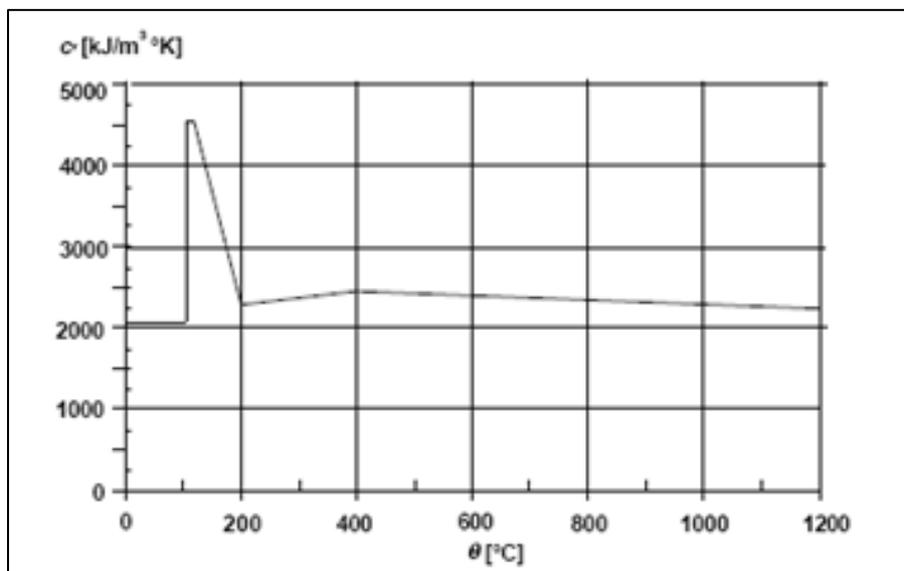


Figure 1.5 : Chaleur spécifique volumique

La variation de la chaleur spécifique volumique (produit de  $C(\theta)$  et de  $\rho(\theta)$ ) est illustrée dans la Figure 1.5

## 1.2.3 Masse volumique

La variation de la masse volumique selon la température est influencée par la perte en eau et est définie comme suit:

$$P(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.8})$$

$$P(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02 (\theta - 115)/85) \quad \text{pour } 115^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.9})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03 (\theta - 200) / 200) \quad \text{pour } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.10})$$

$$P(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07 (\theta - 400) / 800) \quad \text{pour } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{III.1.11})$$

la figure 1.5

## 1.2.5 Conductivité thermique

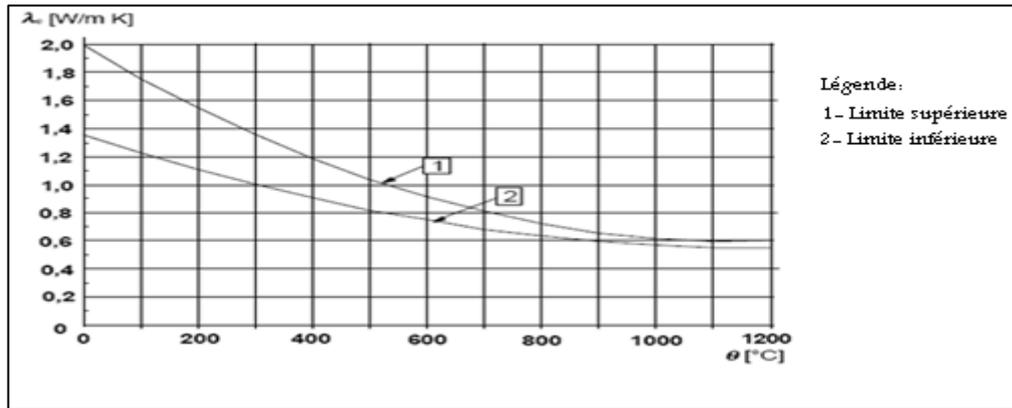


Figure 1.6 : Conductivité thermique du béton

La conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton peut être déterminée entre les valeurs limites inférieure et supérieure données dans l'Eurocode 2[ENV, 92]. Ces valeurs sont présentées ci-dessous, la variation des limites supérieures et inférieures de conductivité en fonction de la température est illustrée à la figure 1.6. La limite supérieure de la conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton de densité normale peut être déterminée à partir de :

$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta / 100) + 0,0107 (\theta / 100)^2$  W/m K, pour  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ . La limite inférieure de la conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton de densité normale peut être déterminée à partir de :  $\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta / 100) + 0,0057 (\theta / 100)^2$  W/m K, pour  $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ .

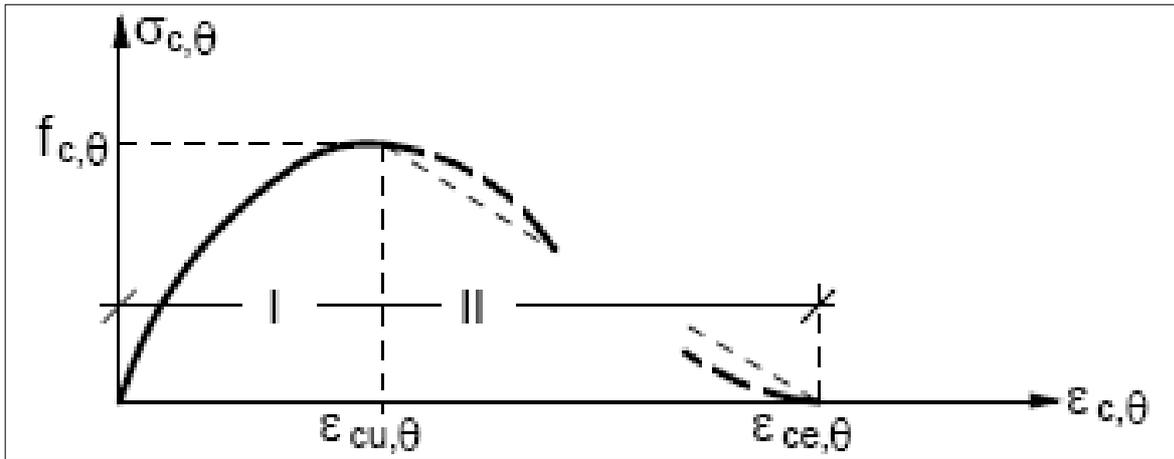
$\theta$ : est la température du béton.

## 2. COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON VIS-A-VIS DU FEU

Les propriétés de résistance et de déformation données dans l'Euro code 4 sont fondées sur des essais en régime permanent ainsi que sur des régimes transitoires et parfois sur une combinaison de ceux-ci. Les propriétés de résistance et de déformation du béton sous contrainte uniaxiale à températures élevées sont obtenues à partir de la relation contrainte-déformation, illustrée par la figure 1.7

On précise que dans la mesure où les effets du fluage ne sont pas explicitement pris en compte, les modèles de comportement des matériaux dans l'Euro code 4 sont présentés dans (fig. 1.7)

## 2.1 Béton normal en compression (Eurocode 4 Partie1-2)



**Figure 1.7 :** Modèle mathématique à température élevée des relations contrainte- déformation du béton en compression proposée par L'Euro code 4[ENV, 94]

La relation contrainte - déformation (figure 1.7) est définie par deux paramètres :La résistance à la compression,  $f_{c,\theta}$  et la déformation  $\epsilon_{cu,\theta}$  correspondant à  $f_{c,\theta}$ . Les valeurs de chacun de ces paramètres sont données dans le tableau 1.3 en fonction des températures du béton. Pour les valeurs de température intermédiaires, une interpolation linéaire peut être utilisée. Les paramètres spécifiés dans le tableau 1.2 peuvent être utilisés pour du béton de densité normale réalisé avec des granulats calcaires (sont considérés comme granulats calcaires ceux contenant au moins 80% en masse de granulats calcaires). Les valeurs de  $\epsilon_{cu1,\theta}$  qui définissent la borne de la partie descendante de la courbe peuvent être obtenues à partir de la colonne 4 du tableau 2[ENV, 94] pour un béton de densité normale réalisé avec des granulats siliceux et à partir de la colonne 7 pour un béton de densité normale réalisé avec des granulats calcaires.

**Tableau 1.2 :** Relation entre les différents paramètres du modèle de la figure 1.7

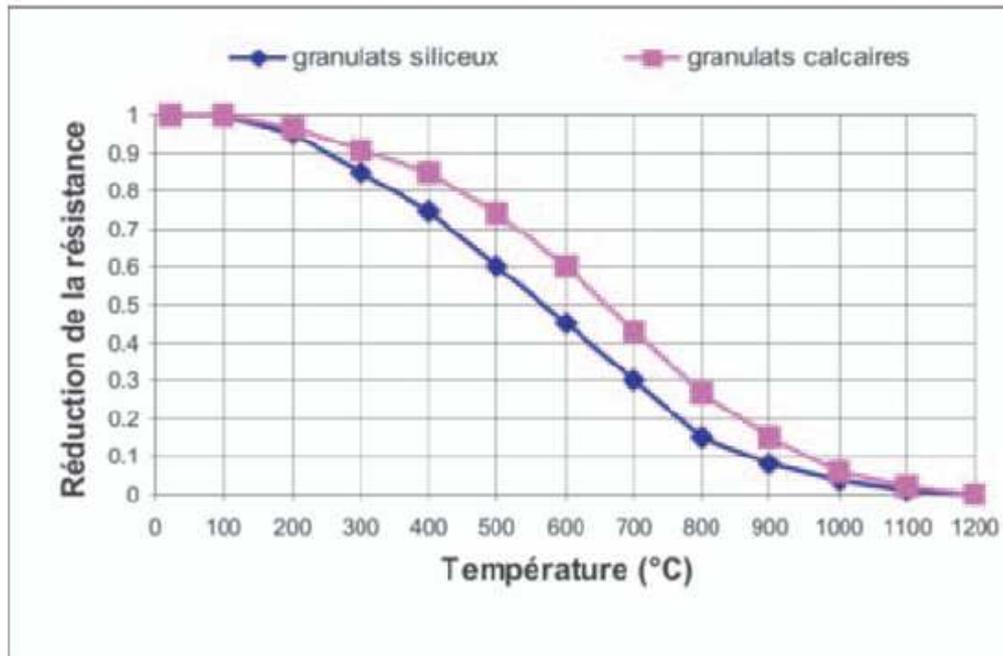
<p><u>DOMAINE I :</u></p> $\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[ 3 \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right) / \left\{ 2 + \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\} \right]$
<p><u>DOMAINE II :</u></p> <p>Pour des applications numériques il convient d'adopter une branche descendante</p>

**Tableau 1.3** Facteur de réduction de la résistance du béton pour deux types d'agrégats [ENV, 94]

Température du béton $\theta$	Granulats siliceux			Granulats calcaires		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	1,00	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	0,97	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,91	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,85	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,74	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,60	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,43	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,27	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,15	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,06	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,02	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,00	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	1,00	-	-

## 2.2. LES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DU BÉTON

### 2.2.1. Résistance en compression du béton normal (jusque C50/60)



**Fig. 1.8-** Evolution de la résistance du béton en fonction de la température et du type de granulats [DEN, 07]

Le graphique ci-contre (fig. 1.8) montre l'évolution de la résistance du béton en fonction de la température et du type de granulats utilisés [DEN, 07]. L'EC2 partie 1-2 précise que les bétons contenant au moins 80 % en masse de granulats calcaires sont considérés comme des bétons à granulats calcaires. L'utilisation des valeurs tabulées n'impose aucune vérification concernant l'éclatement pour le béton de densité normale (2000, 2600 kg/m<sup>3</sup>). Cependant, si la distance de l'axe de l'armature au parement est supérieure ou égale à 70 mm, alors il faut prévoir des armatures de peau pour s'opposer à d'éventuelles chutes de béton. Le treillis de peau disposera d'une maille inférieure à 100 par 100 mm et d'armatures de diamètre supérieur ou égal à 4 mm. Si d'autres méthodes de calcul sont utilisées, il y a lieu de considérer le phénomène de l'éclatement. L'éclatement explosif est improbable lorsque la teneur en eau du béton est inférieure à k % du poids total du béton. Au-dessus de k %, il convient d'étudier plus précisément l'influence de la teneur en eau, du type de granulat, de la perméabilité du béton et de la vitesse d'échauffement. La valeur de k à utiliser sera fournie dans L'Annexe du (CEN) pour chaque pays membre du Comité Européen de Normalisation. Au niveau

européen, la valeur recommandée est 3. On peut supposer que lorsque les éléments sont conçus pour une application intérieure (classe d'environnement EI selon la NBN B15-001), la teneur en eau de ces éléments est inférieure à  $k$  % du poids du béton, avec  $2,5\% < k < 3,0\%$ .

**Tableau 1.4** Facteur de réduction de la résistance du béton pour trois types d'agrégats selon [ENV, 94]

Concrete temperature (°C) $\theta_c$ (1)	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ C}$		
	NSC		LWA (4)
	Siliceous (2)	Calcareous (3)	
20	1	1	1
100	0.95	0.97	1
200	0.90	0.94	1
300	0.85	0.91	1
400	0.75	0.85	0.88
500	0.60	0.74	0.76
600	0.45	0.60	0.64
700	0.30	0.43	0.52
800	0.15	0.27	0.40
900	0.08	0.15	0.28
1,000	0.04	0.06	0.16
1,100	0.01	0.02	0.04
1,200	0	0	0

Le tableau ci-dessus donne le facteur de réduction de la résistance à la compression du béton à résistance ordinaire avec agrégats légers, agrégats à base de silice et de calcaire [LON, 98]

### 2.2.2. Les bétons à haute résistance (fig. 1.9)

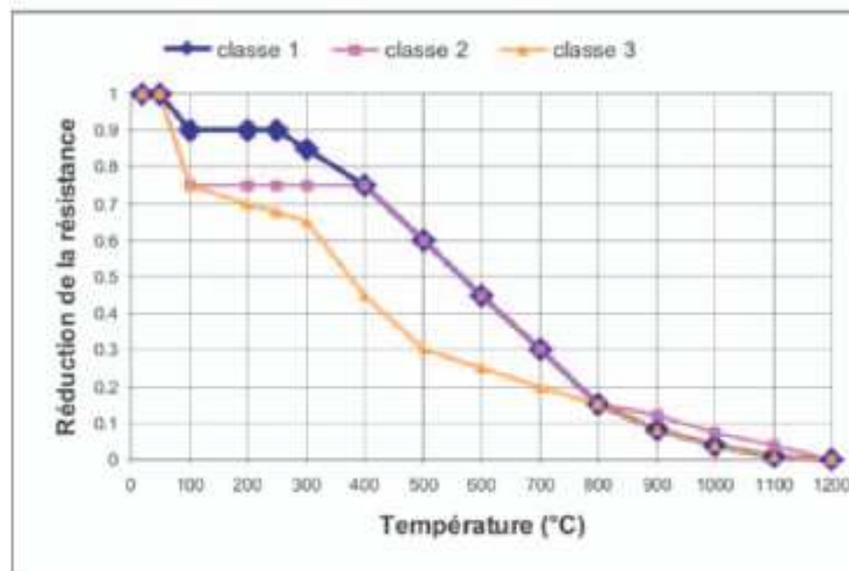
La considération des bétons haute résistance (BHR) dans l'EC2 est tout à fait neuve tant pour le calcul des bétons à « froid » qu'à « chaud ». Les classes recommandées par l'EC2 feu sont :

- la classe 1 pour les C55/67 et C60/75 ;
- la classe 2 pour les C70/85 et C80/95 ;
- la classe 3 pour les bétons C90/105.

Les règles de l'Eurocode 2 feu précisent également les cas où il faut prendre clairement des mesures spéciales vis-à-vis de l'éclatement. Pour les classes de béton C55/67 à C80/95, les règles données pour le béton normal ci-dessus s'appliquent, pour autant que la teneur maximale en fumées de silice soit inférieure à 6% du poids de ciment. Pour des teneurs en fumées de silice supérieures, les règles données pour les classes de béton 80/95 < C 90/115

s'appliquent. La limitation à des bétons BHR C80/95, avec une teneur maximale en fumées de silice de 6% du poids de ciment, permet de s'affranchir de l'utilisation de fibres de polypropylène mono filamenteuses, conformément aux règles de la norme Eurocode 2, partie feu. La résistance au feu des colonnes en BHR des tours North-Galaxy à Bruxelles a été justifiée par calcul par l'Université de Liège à l'aide de son programme SAFIR classé dans les méthodes avancées. L'utilisation d'éléments en béton préfabriqué dans les immeubles tours confirme les avantages par rapport à d'autres systèmes :

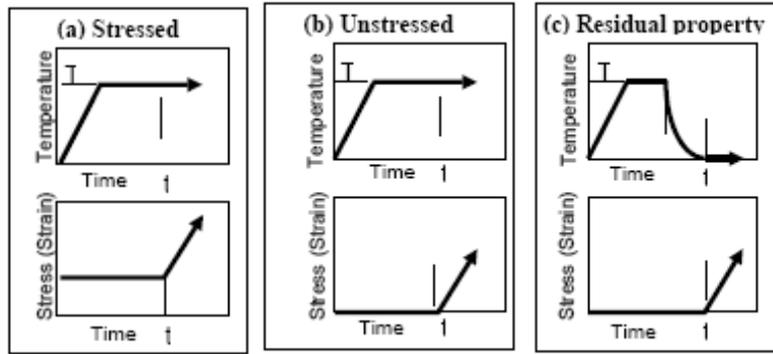
- assurance d'une résistance au feu de deux heures sans protection complémentaire ;
- rapidité d'exécution ;
- déformation limitée des planchers ;
- meilleure isolation acoustique des planchers ;
- prix plus que compétitif.



**Fig. 1.9-** Diminution de la résistance à la compression des bétons haute résistance. Les classes sont fonction de la résistance [DEN, 07]

*Les bétons à haute résistance* [PHA, 00]

*Méthodes d'essais des propriétés mécaniques*



Trois types de procédures expérimentales ont été suivis par les auteurs dans cette étude (voir figures cidessus a, b, c).

(a) Un pré chargement est appliqué aux spécimens (20 à 40% de la résistance à la compression à température ordinaire) avant l'échauffement et maintenue pendant ce dernier. Un flux de chaleur à un taux constant est appliqué jusqu'à l'obtention d'une température cible qu'on stabilise pendant un temps  $t$  pour atteindre un équilibre thermique. Le chargement est alors augmenté à un taux prescrit jusqu'à la ruine.

(b) Le spécimen est chauffé, sans pré chargement, à un taux constant jusqu'à l'obtention d'une température cible maintenue constante jusqu'à l'équilibre thermique. Le chargement est alors appliqué à un taux prescrit jusqu'à la ruine.

(c) Le spécimen est chauffé, sans pré chargement. Ensuite il est laissé pour refroidir à un taux prescrit, à température ordinaire. Il est alors soumis à un chargement voulu jusqu'à la ruine.

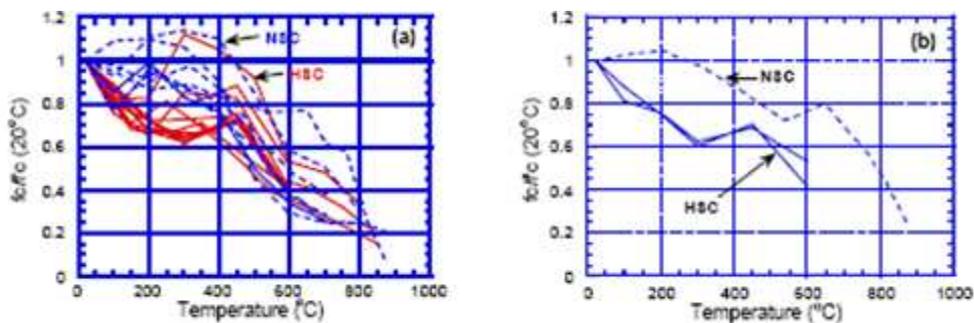
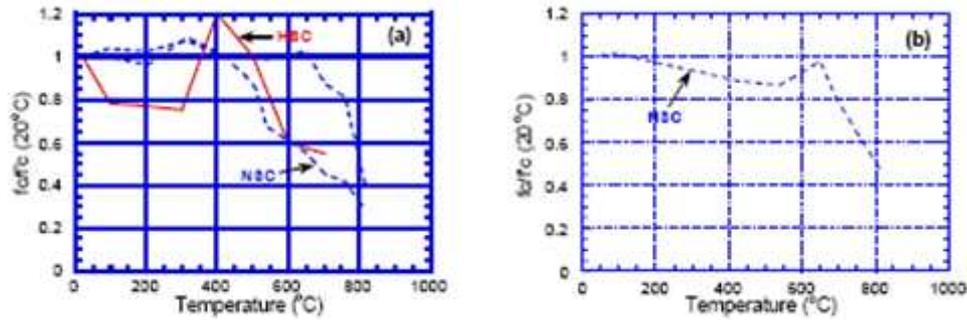
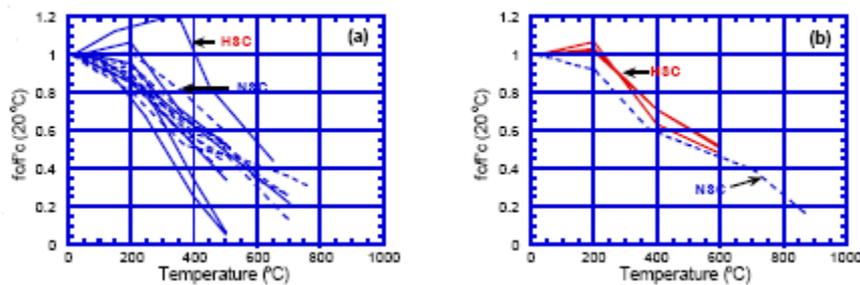


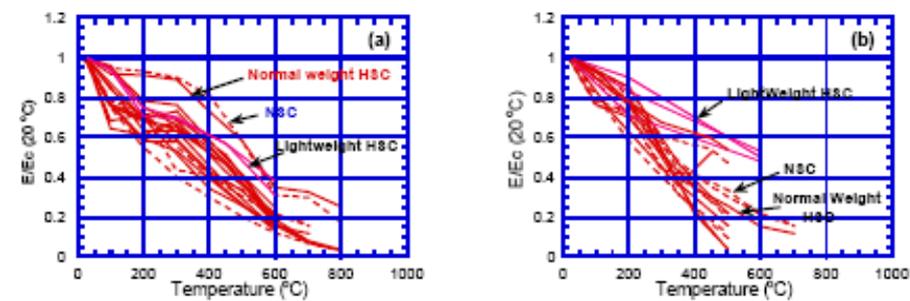
Figure 1.10 Résistance de compression du béton - température pour (a) NWA et (b) LWA (unstressed tests)



**Figure 1.11** Résistance de compression du béton - température pour (a) NWA et (b) LWA (stressed tests)



**Figure 1.12** Résistance de compression du béton - température pour (a) NWA et (b) LWA (unstressed residual property tests)



**Figure 1.13** Module d'élasticité du béton - température pour (a) NWA et (b) LWA (unstressed residual property tests)

Le béton à haute résistance (HSC) est un béton de haute performance. Il peut être fabriqué par la plupart des usines de béton en raison de la disponibilité et de la variété d'additifs, tels que des fumées de silice et aussi des adjuvants. Sa définition a évolué au cours du temps avec son développement et son usage. A présent, ACI 363R-92 (1) définit le HSC comme un béton fabriqué en utilisant les matériaux conventionnels, des adjuvants et des techniques, ayant une résistance à la compression au moins égale à 40 MPa. Les auteurs dans [PHA, 00] ont fait des études expérimentales en employant des spécimens dont la résistance à la compression

varie entre 20 et 150 MPa, de forme prismatique et cylindrique, de taille (100x100x100 mm à 80x275x500 mm pour les prismes, et 28x52 mm à 160x320 mm pour les cylindres). Le spécimen est constitué d'un mélange de béton variable, certains sont à base de ciment portland classique. D'autres contiennent en plus, des additifs tels que des fumés de silices, des cendres volantes, et des fibres d'acier. Les agrégats utilisés sont de silice et de calcaire à poids normal et à poids léger (NWA, and LWA). Les propriétés du béton HSC et celles du NSC ne varient pas de la même façon en fonction de la température. La différence apparait mieux pour les températures comprises entre 25 et 400°C, Où les bétons de plus hautes résistances ont des taux de perte de résistance supérieurs à ceux des bétons de résistances inférieures. Cette différence devient moins significative aux températures au dessus de 400. D'après cette étude, il a été constaté que le béton ordinaire (NSC) perd généralement 10 à 20 % de sa résistance à la compression quand il est chauffé à 300°C, et 60 à 75 % de sa résistance à 600°C. Le module d'élasticité diminue de la même façon. Pour le béton à haute résistance (HSC), environ 40% de sa résistance est observée à des températures inférieures à 450°C. Cependant, ce qui est plus important, c'est l'évènement de l'écaillage qui se produit pour un échauffement rapide. Théoriquement, la susceptibilité du HSC au phénomène d'écaillage (éclatement du béton) est due à sa faible perméabilité qui limite l'évaporation de l'eau des pores. Il en résulte une accumulation des pressions interstitielles au sein de la pâte de ciment. L'augmentation de l'échauffement provoque l'augmentation des pressions interstitielles. Cette augmentation de la pression continue jusqu'à ce que les contraintes internes deviennent tellement importantes qu'elles se traduisent par le phénomène d'éclatement, explosif. Cependant l'écaillage, a été observé sur une base incohérente. Il a été remarqué que, l'effritement explosif se produit pour quelques spécimens de HSC seulement parmi un groupe plus important d'échantillons qui ont été soumis à des conditions d'essais identiques. Ce comportement erratique ne facilite pas la compréhension avec certitude, la cause du phénomène d'écaillage du HSC. Les auteurs confirment qu'il y a un manque sérieux de

résultats, concernant le comportement du béton HSC à agrégats léger (LWA) pour les trois types d'essais employés. Quant à (NWA) le manque de résultats est relatif au type d'essai n°2. Compte tenu des avantages et de l'augmentation de l'utilisation du HSC, le problème de son comportement au feu doit être résolu d'une manière plus précise et plus complète. De nombreuses études ont été faites à ce sujet par les auteurs : (Phan et Carino 1997 et 2000, Kützing1999, Sullivan2001, Ahmed, Hurst1999, Franssen et Dotreppe2003...).

Les auteurs [KODUR, and McGrath, 2003et 2006], en se basant sur d'autres études expérimentales ont signalé que l'ambiguïté était levée en respectant des conditions sur les paramètres utilisés. KODUR, et McGrath ont obtenu une résistance au feu de 6 heures (tableau 1 cas des colonnes HS2-2 et HS2-3). Ils ont constaté que les fumées de silice, le type d'agrégat et les armatures transversales ont un effet important sur la résistance au feu et sur le phénomène d'écaillage des colonnes de HSC. Aucun éclatement significatif n'a été observé pour toutes les colonnes employées dans leur étude expérimentale, au début de l'exposition au feu (tableau 2). Généralement, l'éclatement devient significatif vers la fin de l'essai. La fumée de silice favorise une augmentation de la résistance mais une élévation importante de la quantité de celle-ci provoque l'accroissement du degré d'écaillage. La diminution de l'espacement de cadres et l'utilisation des étriers sont bénéfique pour minimiser l'écaillage dans le HSC. La présence des agrégats à base de carbone augmente la résistance au feu. Aussi, le degré d'écaillage est moins important pour les colonnes dont les agrégats sont à base de carbone par comparaison avec ceux qui sont à base de silice. Les auteurs

**Tableau 1.5.** Résumé des paramètres et des résultats d'essai [KOD, 06]

Column designation	Concrete strength test day (MPa)	Aggregate type	RH (%)	Pr ( $f'_c$ 28 d) (kN)	Test load (kN)	Test load / maximum service load*	Fire endurance (min)
HS2-1	81	C	69.5	5065	3895	0.90	299
HS2-2	81	C	58.0	5065	4328	1.00	343
HS2-3	81	C	61.0	5065	4328	1.00	379
HS2-4	114	S	57.0	6534	4567	0.85	146
HS2-5	114	S	77.0	6534	5373	1.00	108
HS2-6	114	S	98.1	6534	3546	0.66	142

« Note : effort de résistance des colonnes ; C : agrégats à carbone ; S: agrégats à silice ; RH : humidité interne relative des colonnes au moment de l'essai »

recommandent la réalisation d'une étude numérique pour définir des relations entre les variables de la résistance au feu et qui pourrait être validée par l'étude expérimentale en question.

**Tableau 1.6.**Degré d'écaillage dans les colonnes HSC [KOD, 06]

Column designation	$f'_c$ at time of test (MPa)	Aggregate type	Tie spacing	Test load / max. service load	Fire endurance (min)	Spalling at start	Spalling mid way	Spalling at failure
HS2-1	85	C	H/2	0.90	299	Minimum	None*	Moderate
HS2-2	85	C	3h/4	1.00	343	Minimum	None	Moderate
HS2-3	85	C	h	1.00	379	Minimum	None	Moderate
HS2-4	114	S	H/2	0.85	146	Minimum	Significant	Very significant
HS2-5	114	S	3h/4	1.00	108	Minimum	Significant	Very significant
HS2-6	114	S	h	0.66	142	Minimum	Significant	Very significant

### 2.2.3. Evolution du module d'élasticité

#### *Module d'élasticité en compression* [GAW, 04]

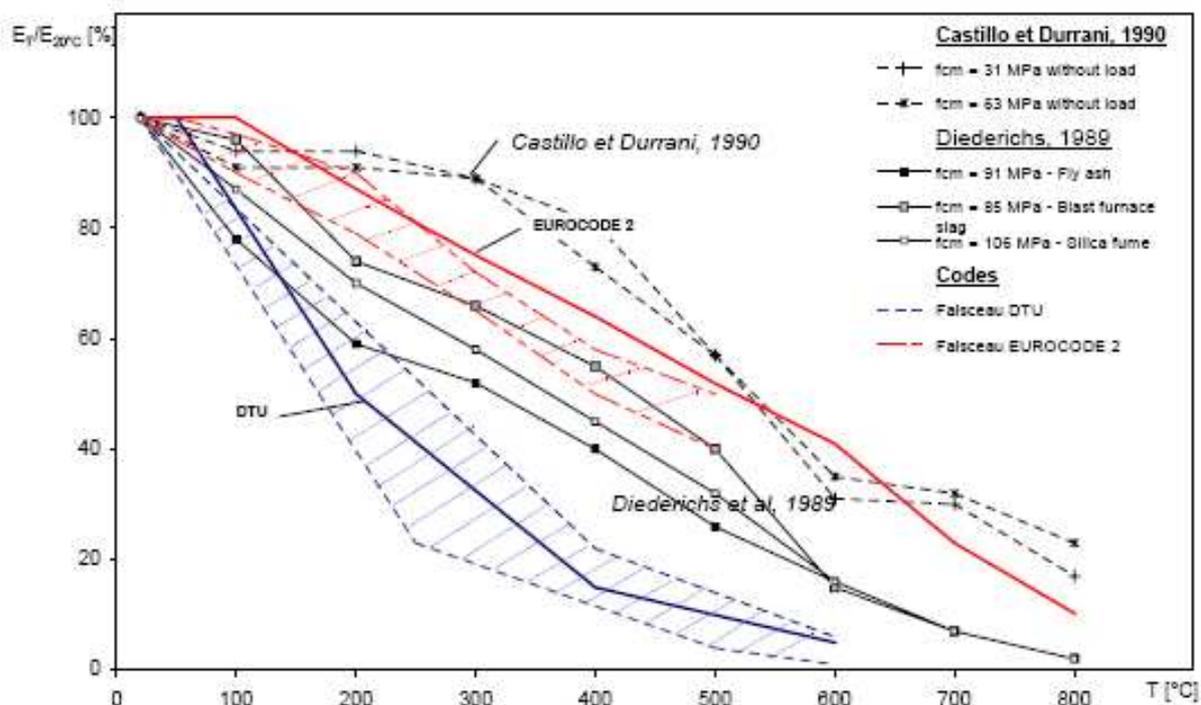
Diederichs et al. 1992 et Castillo et Durrani, 1990 ont mesuré les déformations des éprouvettes au cours des essais de compression à hautes températures.

Au fur et à mesure de l'augmentation des températures nous pouvons observer :

- la réduction de la pente de la première partie linéaire de la courbe,
- l'augmentation de la déformabilité des bétons.

Les modules d'élasticité déterminés par Diederichs et al (1992) sur les trois BHP et par Castillo et Durrani (1990) sur le BHP et le béton ordinaire sont portés sur la Figure 1.14. Les valeurs du DTU sont également données sur la même figure. Bien que les modalités expérimentales adoptées par Castillo et Durani puissent entraîner une surestimation des déformations nous pouvons observer, qu'au-delà de 200°C, les modules d'élasticité déterminés sont

supérieurs à ceux obtenus par Diederichs et al. (1992). Les deux séries de courbes restent cependant supérieures à celles du DTU.



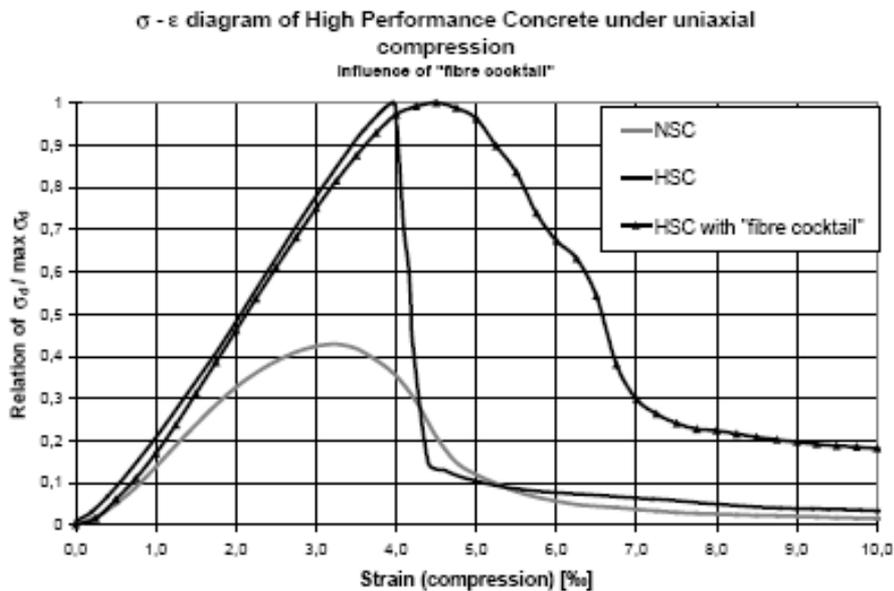
**Figure 1.14:** Modules d'élasticité en fonction de la température d'exposition; la zone grisée indique les valeurs expérimentales prises en compte pour l'établissement du DTU (les courbes extrêmes représentant déjà des moyennes d'après leurs auteurs).

Les différences sont importantes sur une grande plage de température. Elles sont maximales à  $T = 400$  °C et comprises entre 20 et 70 %. Seule une valeur déterminée à  $T = 100$ °C sur le BHP de cendres volantes se situe environ 5 % au-dessous de la courbe du DTU.

### 2.3 Relations contrainte- déformation du béton normal, du béton à haute performance seul et avec un cocktail de fibre [KÜT, 99]

Le béton ordinaire est un matériau qui résiste au feu mieux que l'acier de construction. Parfois On associe le béton ordinaire à l'acier pour le protéger contre le feu. La capacité portante des structures en béton ordinaire diminue en cas d'incendie mais leur résistance à la ruine peut aller jusqu'à 3 heures, en raison de la matrice poreuse qui permet à l'eau de s'évaporer quand la structure est exposée au feu. Donc la pression de vapeur est libérée. Contrairement au

béton à haute performance la matrice est dense. L'eau non libérée engendre des pressions de vapeur supérieures aux contraintes des matériaux ce qui provoque le phénomène d'écaillage. Grâce à l'étude expérimentale [KÜT, 99], il a été montré que l'ajout d'un mélange de fibre



**Figure 1.15:** Diagramme ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) du béton ordinaire NSC, du béton à haute performance seul HPC et du béton HPC avec "fibre cocktail" [KÜT, 99]

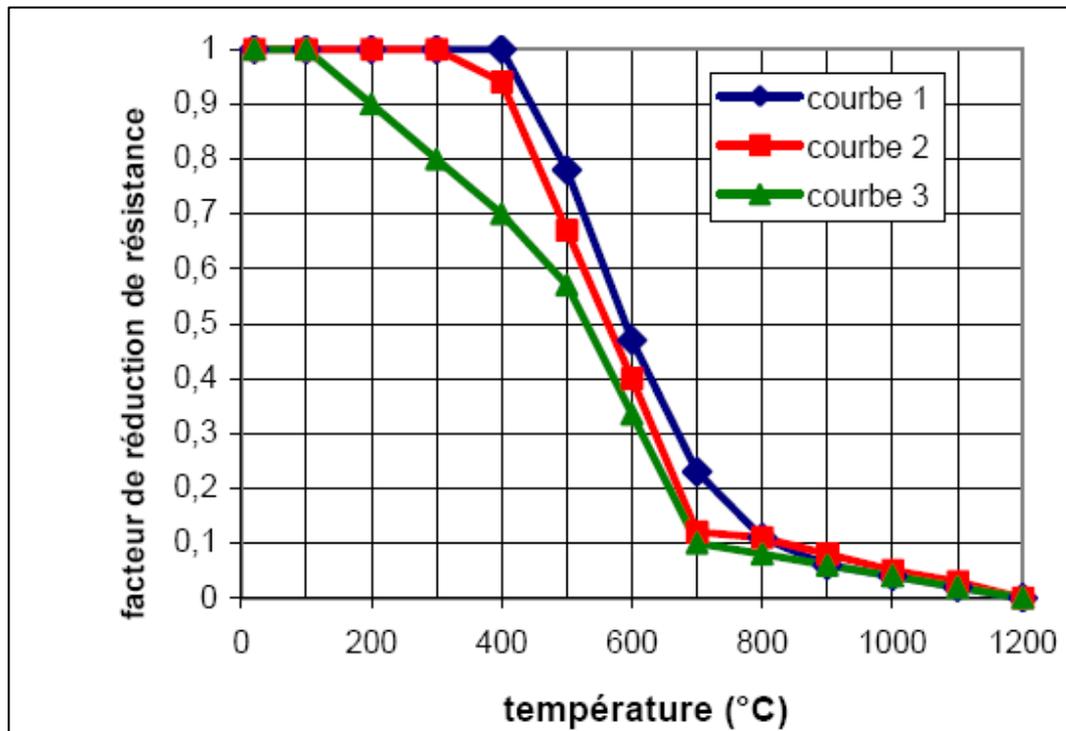
d'acier ( $80 \text{ Kg/m}^3$ ) et de fibre de polypropylène ( $2 \text{ Kg/m}^3$ ) au BHP ( $f_c = 75 \text{ MPa}$ ) a amélioré considérablement le comportement de ce dernier vis-à-vis du feu (voir figure 1.15). Le cocktail de fibres possède une capacité de déformation importante améliorant le comportement de fissuration. Ce qui entraîne l'apparition de microfissures dans les spécimens mis à l'essai plus tôt, facilitant l'évaporation.

### 3. LES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DE L'ACIER POUR LE BETON ARME

#### 3.1 La résistance de l'acier pour béton en fonction de la température

La différence entre les courbes est liée au fait que les résultats expérimentaux montrent que le palier de plasticité des aciers disparaît à chaud, et que donc le facteur  $k_s(\theta)$  dépend de l'allongement à la rupture. La courbe 1 est la même que dans la NBN ENV 1993-1-2 pour le calcul des profilés dans les charpentes en acier. Pourquoi limiter les déformations pour les

armatures en compression (courbe 3) ? Dans les colonnes ou dans les zones d'appui des poutres continues, les armatures peuvent se situer dans des zones aux températures élevées où



**Figure 1.16** : facteur  $k_s(\theta)$  de réduction de la résistance caractéristique ( $f_{yk}$ ) des armatures tendues ou comprimées (classe N = classe recommandée) [EC2 partie 1.2] [DEN, 07]

le béton peut accepter de plus grandes déformations, au-delà de la limite de déformation élastique de 0,2 % pour l'acier. En limitant les déformations, l'usage de la courbe 3 prévient du danger de flambement prématuré des armatures entre les étriers, garantissant ainsi la compatibilité des déformations du béton et de l'acier.

Légende :

Courbe 1 : armatures tendues (acier laminé à chaud) pour des déformations  $\geq 2$  % ;

Courbe 2 : armatures tendues (acier formé à froid) pour des déformations  $\geq 2$  % ;

Courbe 3 : armatures comprimées ou armatures tendues pour des déformations  $< 2$  %.

#### 4. METHODES D'ESSAIS ET PROPRIÉTÉS MECANIQUES À TEMPÉRATURES ÉLEVÉES

#### 4.1 Méthodes d'essais des propriétés mécaniques [DOT, 97]

Deux principaux types d'essai sont utilisés pour évaluer les caractéristiques mécaniques des matériaux à des températures élevées: essais-stationnaires et essais transitoire. Les propriétés des matériaux mesurées sont directement liées à la Procédure expérimentale. Il est donc très important de bien définir les conditions d'essai. L'état stationnaire dans ce cas signifie que les résultats sont obtenus en vertu de température constante. Ils sont caractérisés par une période d'échauffement suivie d'une période de temps pendant lequel la température de l'échantillon est stabilisée avant d'appliquer toute charge, ensuite le spécimen est chargé jusqu'à la rupture (figure 1.17a). Ce chargement peut être effectué à un taux de contrainte déterminées ou à une vitesse de déformation spécifiée. Cette dernière procédure permet d'obtenir un ramollissement du diagramme contrainte-déformation. Avec ce type d'essai, il est possible de tirer les relations contrainte-déformation à différentes températures (Fig. 1.17b). La variation de plusieurs caractéristiques mécaniques, telles que la résistance à la traction et le module d'élasticité, en fonction de la température peut également être déterminé en cas d'incendie. Vu que le matériau est soumis à des phénomènes transitoires, caractérisés par des températures et des contraintes

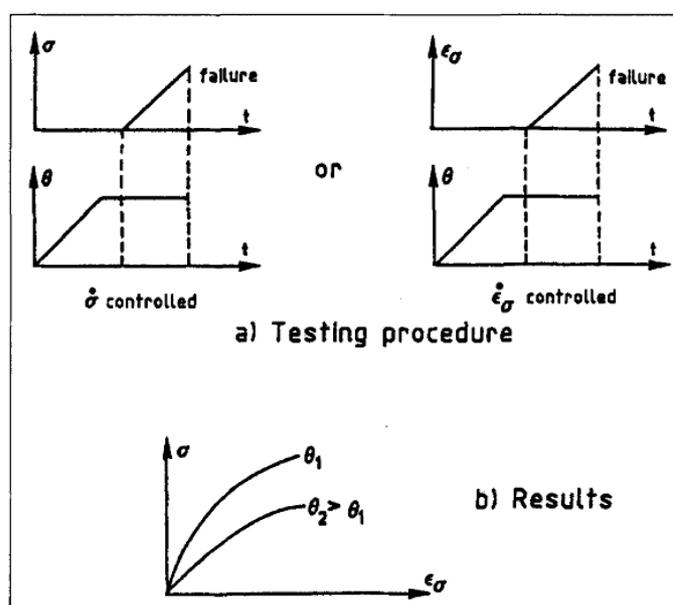


Figure 1.17 Essai stationnaire

variables, les essais en état stationnaire ne suffisent pas pour une bonne compréhension du comportement de la structure dans un incendie. Des essais transitoires doivent également être effectués. Les essais transitoires sont caractérisés par un programme de chargement bien défini et une température variable. Dans ce cas une charge est appliquée progressivement au spécimen à température ordinaire ensuite maintenue constante. La température est alors augmentée avec une vitesse constante (Fig. 1.18a), si la vitesse de déformation devient critique. La ruine est très proche. En pratique, il est supposé que l'état critique est atteint lorsque la vitesse de déformation dépasse une valeur spécifiée. La température mesurée à ce stade est appelée la température critique. Par conséquent, la variation de la température critique en fonction du niveau de contrainte peut être mesurée. Il est alors possible de construire des relations contrainte-déformation à différentes températures (Fig. 1.18b).

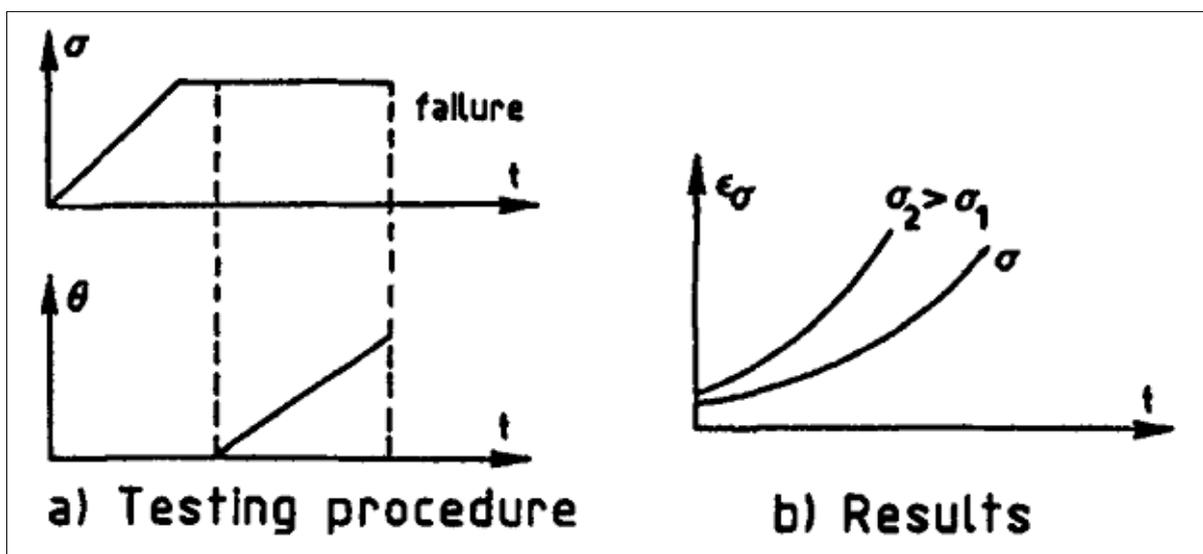
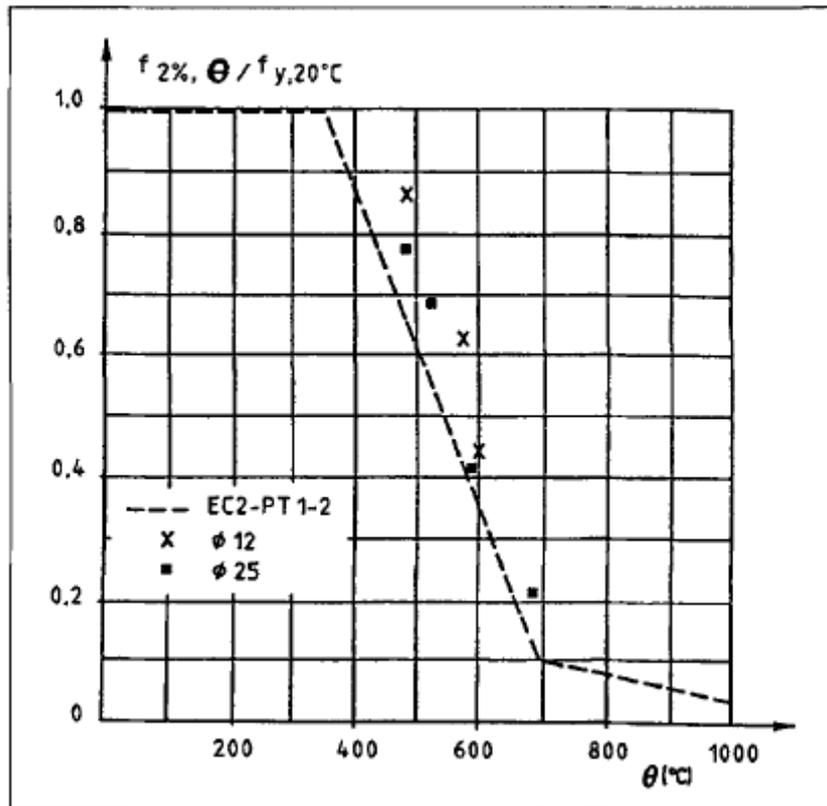


Figure 1.18 Essai Transitoire

#### 4. 2 Facteur de réduction pour $\phi 12$ et $\phi 25$ selon [DOT, 97]

L'auteur a fait une étude expérimentale. Deux barres d'acier trempés et revenus de diamètre 12 mm et 25 mm soumises au feu au laboratoire du département ArGenCO(Université de liège Belgique).



**Figure 1.19-** Facteurs de réduction de l'acier aux températures élevées, Comparaison entre EC2-PT1-2 et résultats d'essais stationnaire [DOT, 97]

Dans la figure 1.19 se trouve, l'évolution du facteur de réduction de la résistance en fonction de l'augmentation de la température. L'auteur a comparé les résultats donnés par l'étude expérimentale à ceux de l'Eurocode2 partie2. Ces derniers sont rapprochés de la courbe recommandée Dans EC 2-1-2. Il est visible que la diminution de la résistance est très rapide entre 500°C et 700°C. Les résultats obtenus pour la barre  $\phi 12$  sont plus favorables que ceux obtenus pour la barre  $\phi 25$ . La figure 1.20 reflète les résultats expérimentaux en employant la deuxième procédure(état transitoire) c'est à dire en considérant le temps comme variable. La aussi il ya une comparaison avec la courbe recommandée dans EC 2-1-2. Les résultats sont rapprochés de celle ci. Pour ce cas également, la diminution de la résistance est très rapide entre 500°C et 700°C. Les résultats obtenus pour la barre  $\phi 12$  sont plus

favorables à ceux obtenus pour la barre Ø 25. Pour l'essai transitoire, la différence entre les résultats de la barre Ø 12 et ceux de la barre Ø 25, est moins sensible par comparaison à l'essai stationnaire.

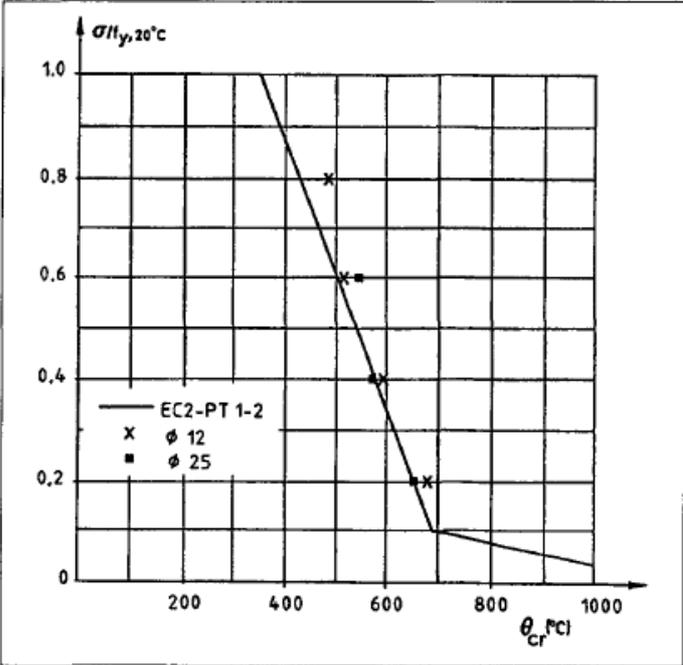


Figure 1.20 – Essais transitoires. Variation du niveau de contrainte en fonction de la température critique

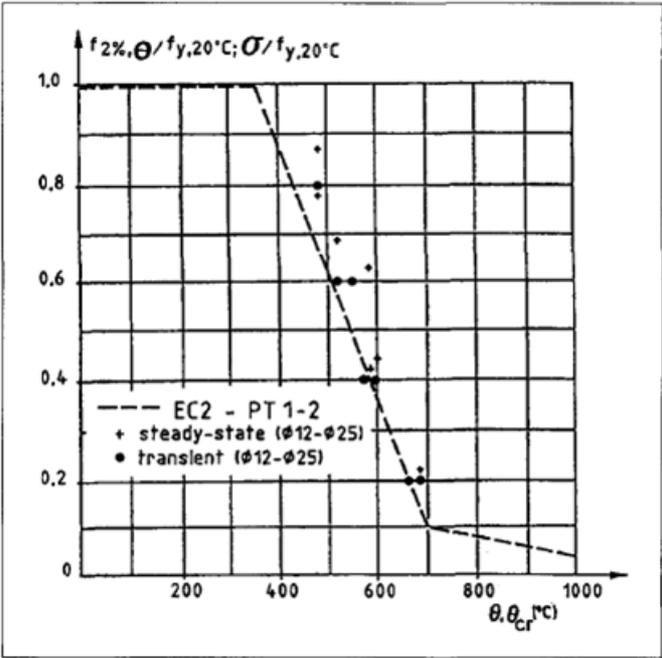


Figure 1.21- Comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus par l'essai stationnaire et l'essai transitoire

En principe les résultants obtenus par les deux méthodes d'essai ne sont pas comparables puisque les deux procédures expérimentales sont différentes. Par ailleurs nous pouvons dire que l'état critique pour la déformation est atteint pour une contrainte égale à 2% de  $f_c$ , concernant les deux types d'essai (voir fig.1.21)

## 5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous nous sommes intéressé au comportement des matériaux en cas d'incendie (béton ordinaire, béton à haute résistance et acier d'armatures). En se basant sur les règlements Eurocode2, sur des études expérimentales et numériques faites à travers le monde depuis l'année 1996 jusqu'à 2006. Le problème qui intriguait les chercheurs pendant la dernière décennie, était celui du phénomène d'écaillage qui se posait pour les bétons à haute résistance. Il a été déduit que la disposition des aciers transversaux et la quantité d'additif employée pour augmenter la résistance du béton représentent la cause principale de la naissance de ce phénomène néfaste. Car la porosité et la perméabilité du béton jouent un rôle important pendant les hautes températures. Elles facilitent l'évaporation de l'eau. Un béton dense possède une faible porosité, la quantité d'eau emprisonnée provoque des pressions interstitielles, dont le taux dépasse celui de la résistance du béton. Elles entraînent alors l'éclatement de celui-ci. A titre d'exemple, la porosité diminue quand le taux de fumée de silice employée dans une pâte de béton est élevé. En conclusion, une utilisation d'additif avec une proportion adéquate et selon les règles en plus d'un bon confinement et une bonne disposition des aciers transversaux (rapprochement des cadres, apport d'étriers) éloignent le problème d'écaillage. Le béton à haute résistance, dans ces conditions, ne risque l'apparition d'écaillage qu'après de longues durées d'exposition au feu ce qui permet l'obtention d'une résistance pouvant atteindre 6 heures.



## **CHAPITRE 2 :**



# **ANALYSE TRANSITOIRE MULTIPHYSIQUE NON LINEAIRE DES COLONNES EN BETON ARME**

## 1. INTRODUCTION

Lors d'un incendie, les structures d'un bâtiment perdent de leur résistance mécanique suite à l'augmentation de la température, ce qui entraîne la ruine du bâtiment. Du fait que les poteaux ont un rôle extrêmement important dans une construction, la vérification de leur résistance au feu dans les conditions d'incendie est cruciale. Cette résistance au feu a pour but de préserver la stabilité des édifices et de s'opposer à la propagation rapide du feu pendant le temps nécessaire à l'alarme et à l'évacuation des occupants. Elle se mesure, pour un élément structurel par son temps de ruine. Dans ce chapitre nous commençons d'une part par la présentation d'une étude bibliographique, concernant des analyses non linéaires de colonnes en béton armé. Elles sont réalisées par des études expérimentales ou numériques. Les auteurs s'intéressent au comportement des colonnes en béton ordinaire et béton à haute résistance. D'une autre part nous faisons l'analyse non linéaire de colonnes en béton armé chargées par des efforts de compression excentrés et soumises au feu ISO 834. Dans le but d'évaluer leurs réponses, l'analyse se divise en deux étapes. Dans la première phase, nous déterminons les températures à chaque instant et à chaque point des poteaux, en résolvant les équations transitoires de transfert de chaleur par la méthode des éléments finis. Pour ce faire, la section des poteaux est discrétisée en éléments bidimensionnels de type quadrilatères. Dans cette analyse non linéaire; la non linéarité matérielle et la non linéarité géométrique sont prises en compte. Elle a pour but la détermination, des nouvelles caractéristiques mécaniques dans chaque particule du milieu (module tangent, contraintes, déformations ...) ainsi que le temps de ruine de l'élément. D'après l'analyse il a été constaté une dégradation des caractéristiques mécaniques du milieu suite à l'élévation des températures. Les résultats importants obtenus lors de cette étude expriment bien l'influence de la température et l'importance de la sollicitation mécanique sur le temps de ruine de l'élément étudié. Dans cette étude nous employons le logiciel SAFIR [FRA, 87].

## 2. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### 2.1 Evolution des températures

#### 2.1.1 Températures dans les colonnes en béton

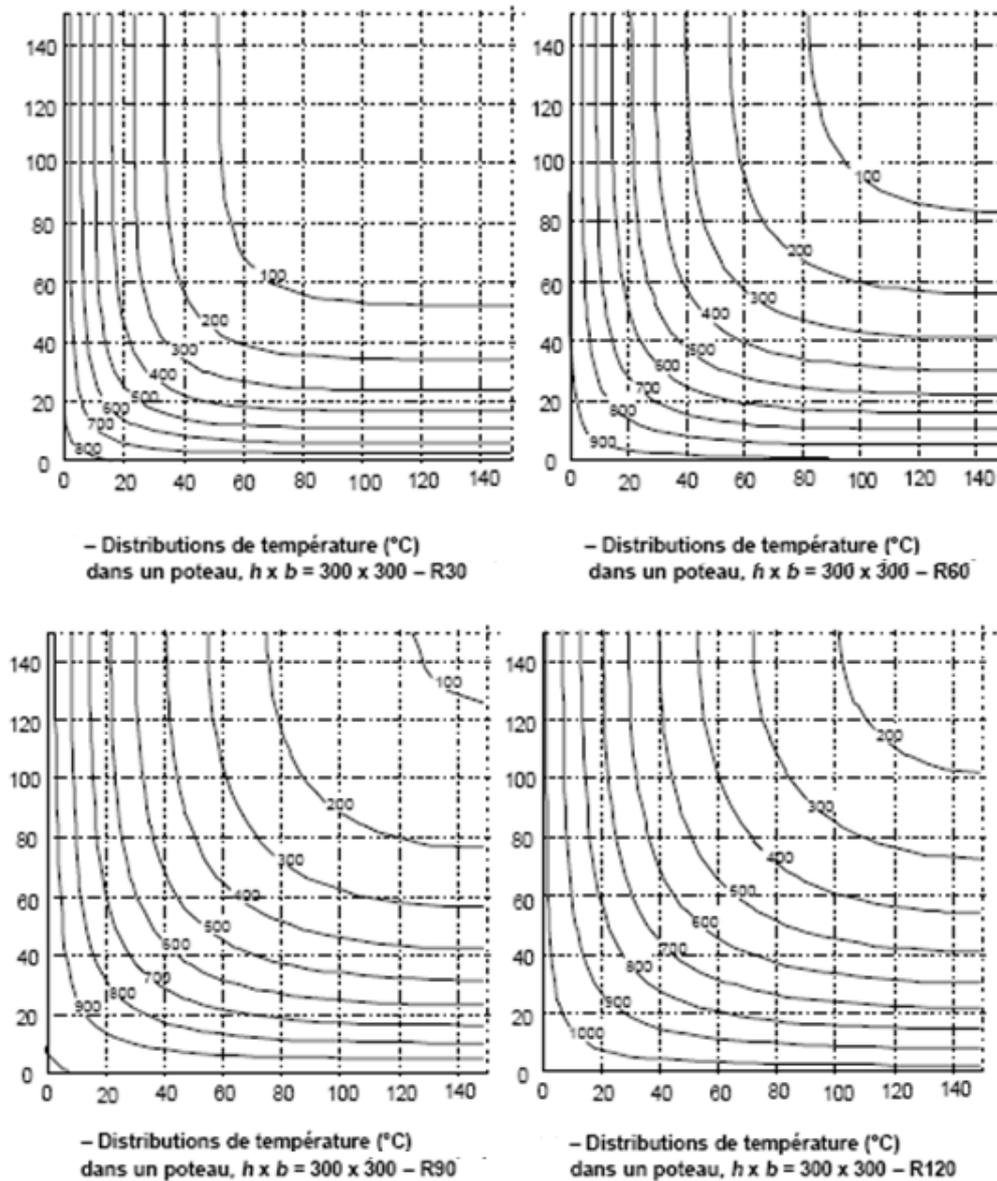
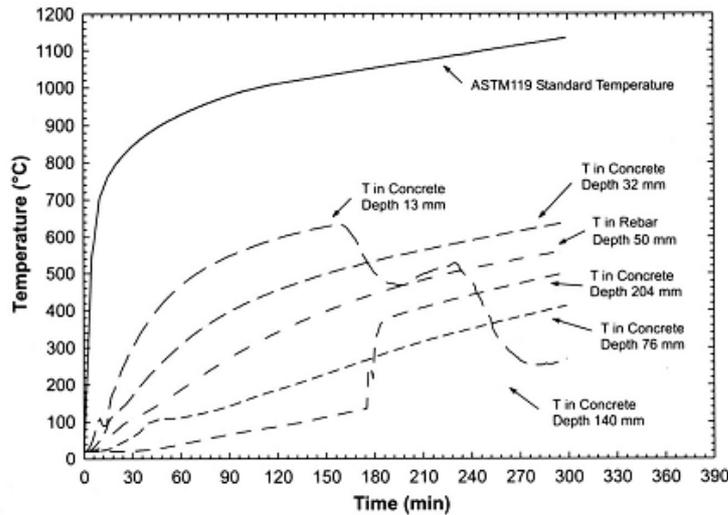


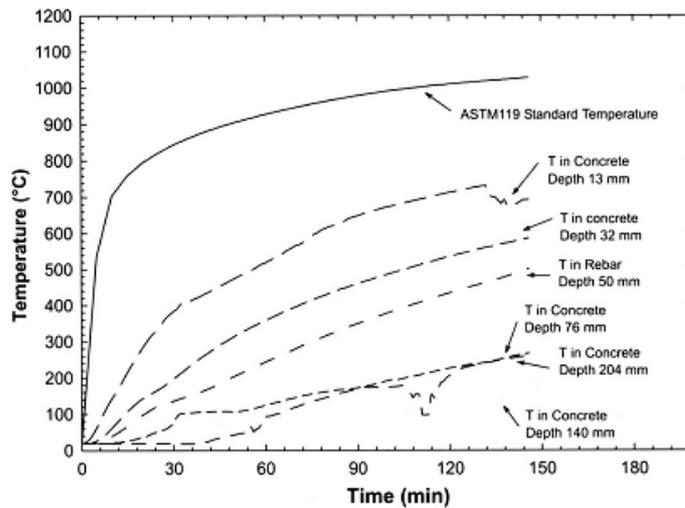
Figure 2.1- Distribution des températures dans les colonnes [EC 2 Partie 1-2]

La figure 2.1 présente les distributions des températures à  $t = 30, 60, 90, 120$  minutes selon l'Eurocode 2 partie 1-2

*Température des colonnes en béton selon [KOD, 06]*



**Figure 2.2-** Courbes des températures en fonction du temps dans la colonne HS2-1



**Figure 2.3-** Courbes des températures en fonction du temps dans la colonne HS2-4

Dans cette étude expérimentale l'auteur s'intéresse au comportement de colonnes en béton armé de haute résistance. Dans un premier temps, il applique le chargement mécanique, après 45 min il passe à l'application de la sollicitation thermique, durant la période d'échauffement une procédure est effectuée de façon à suivre la courbe nominale utilisée en Amérique (ASTM E119). Le chargement mécanique reste constant durant l'exposition au feu. Les courbes en traits interrompus correspondent à des points se trouvant à des profondeurs variables dans la section de béton. Des résultats de cette étude, concernant les déplacements seront présentés plus loin.

Température dans la section de béton selon [AHM, 99]

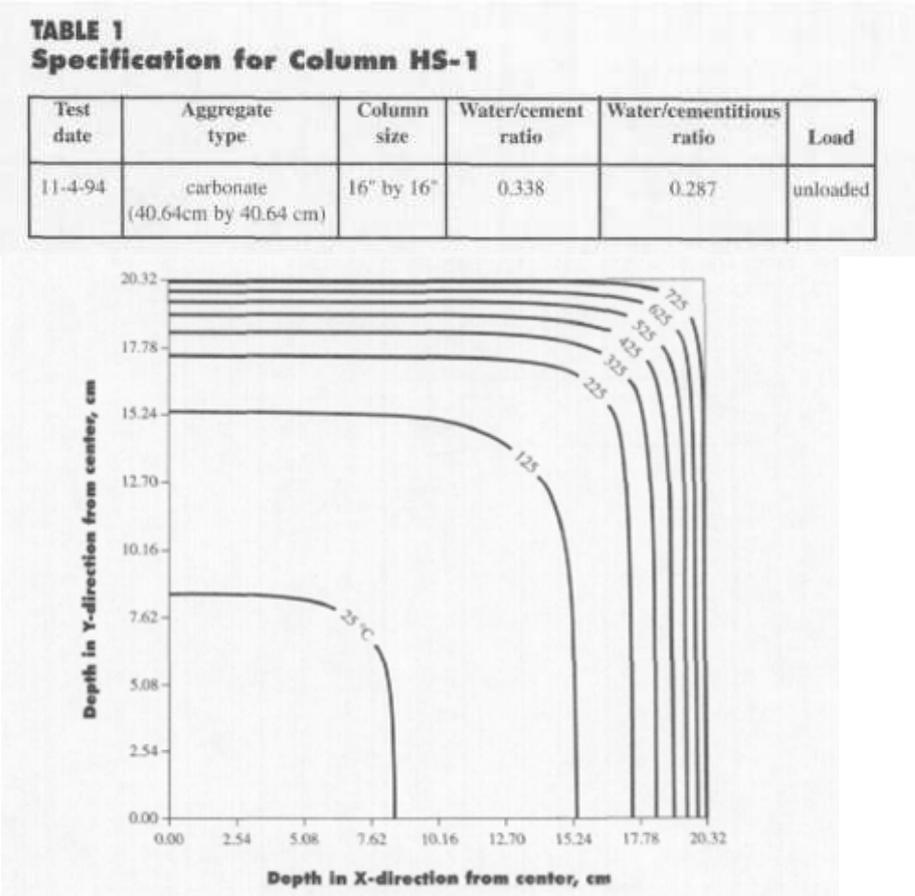


Figure 2.4 - Distribution de température dans une colonne en béton à HSC après 30 min d'exposition au feu ASTM E119 [AHM, 99]

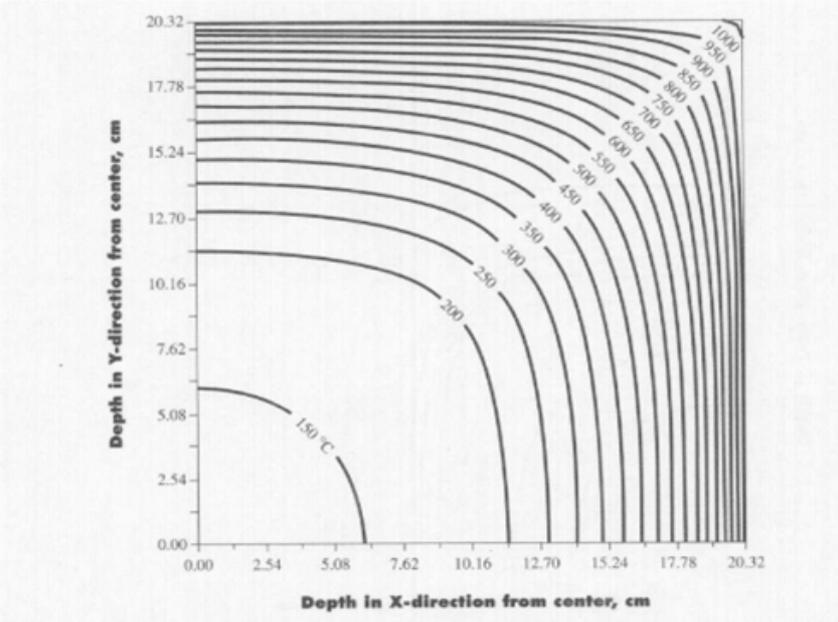
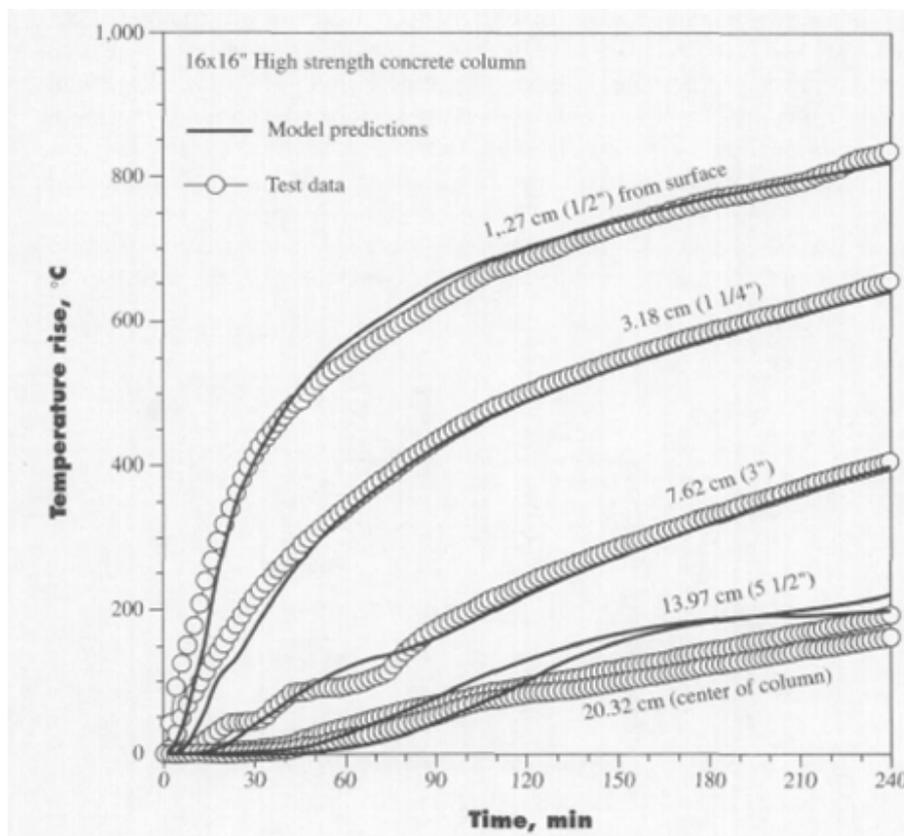


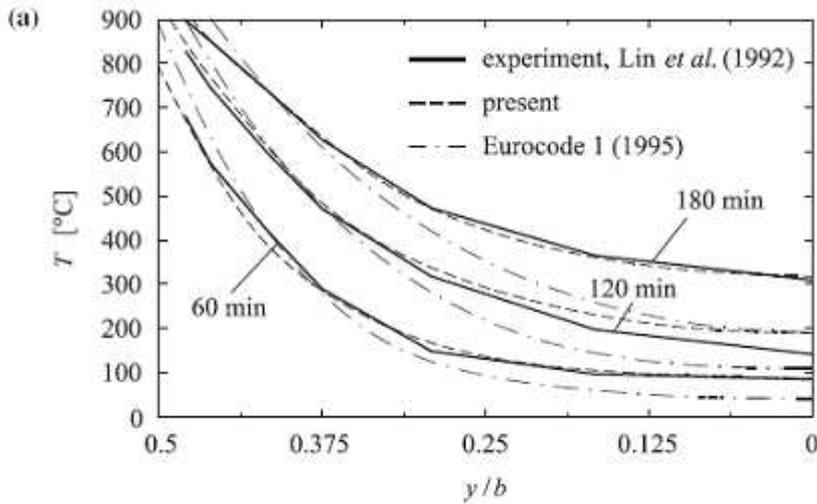
Figure 2.5- Distribution de température dans un quadrant de colonne en béton à HSC après 2 heures d'exposition au feu ASTM E119 [AHM, 99]

Dans cette étude, les auteurs s'intéressent à la distribution des températures dans une colonne en béton. La colonne est soumise à un feu dans un four, en suivant le programme d'échauffement normalisé ASTM. La figure 2.4 montre la distribution des températures après 30 minutes. La figure 2.5 concerne un temps de 2 heures. Dans cette figure les auteurs ont fait une étude comparative en utilisant des résultats expérimentaux et d'autres obtenus en faisant un calcul numérique. Ils ont tracé les courbes de température pour différents points en partant du centre de la section pour arriver au voisinage de la surface exposée au feu normalisé ASTM.

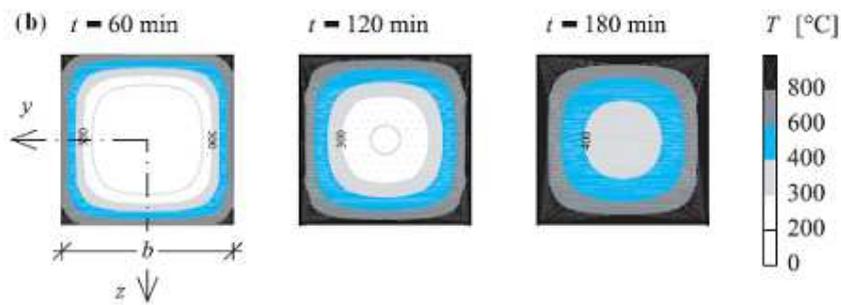


**Figure 2.6** Validation de l'évolution de la température pour une colonne en béton à haute résistance HSC avec agrégats de carbone le long d'une ligne normale à l'axe centrale jusqu'à la surface [AHM, 99]

*Evolution des températures dans un poteau en béton armé selon* [BRA, 05]



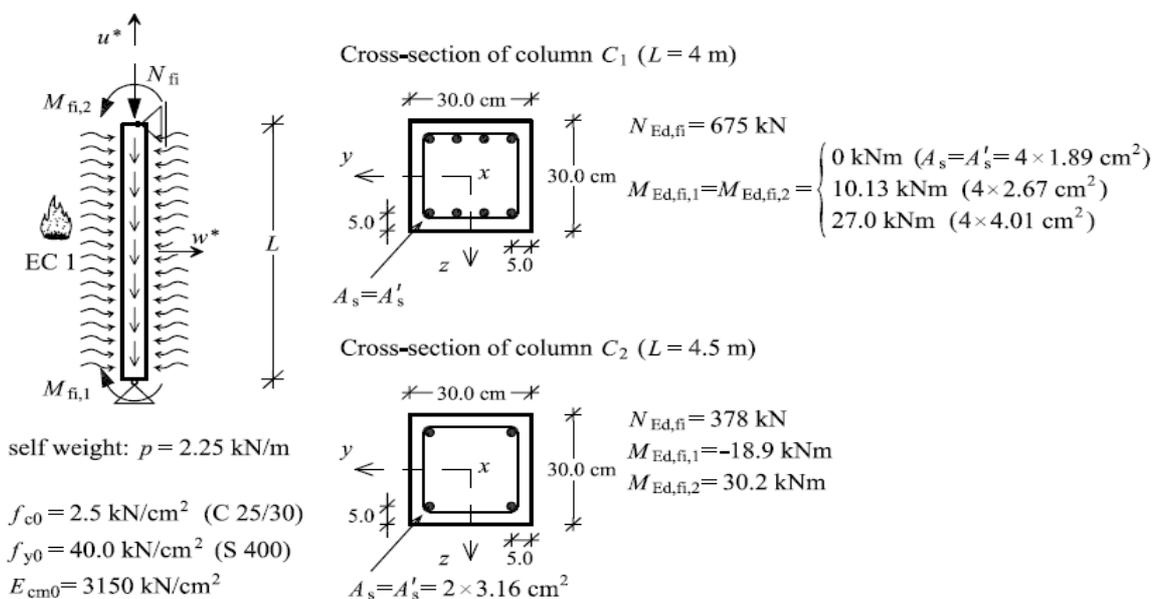
**Figure.2.7** Comparaison entre les températures calculées, de colonnes en béton armé, avec des résultats expérimentaux et avec l’Eurocode.



**Figure.2.8** Distribution des températures le long de l’axe  $z = 0$  aux temps  $t = 60$  min,  $t = 120$  min, Et  $t = 180$  min,

Les auteurs, dans leur étude numérique, utilisent le logiciel MATLAB. Après avoir obtenu les résultats des températures, ils les ont comparés aux résultats expérimentaux obtenus par (Lin et al. 1992) aux temps 60, 120 et 180 min. Ils ont tracé des courbes le long de l’axe  $z = 0$  L’échauffement de la colonne a suivi la courbe Eurocode 1 (1995). Pour les distributions de températures données par l’ Eurocode, nous constatons qu’elles présentent un certain écart en s’approchant de zéro (centre de section).

## 2.2. Analyse mécanique de deux types de colonne selon [BRA, 05]



**Figure 2.9.** Colonnes exposées au feu et soumises à des charges verticales [BRA, 05]

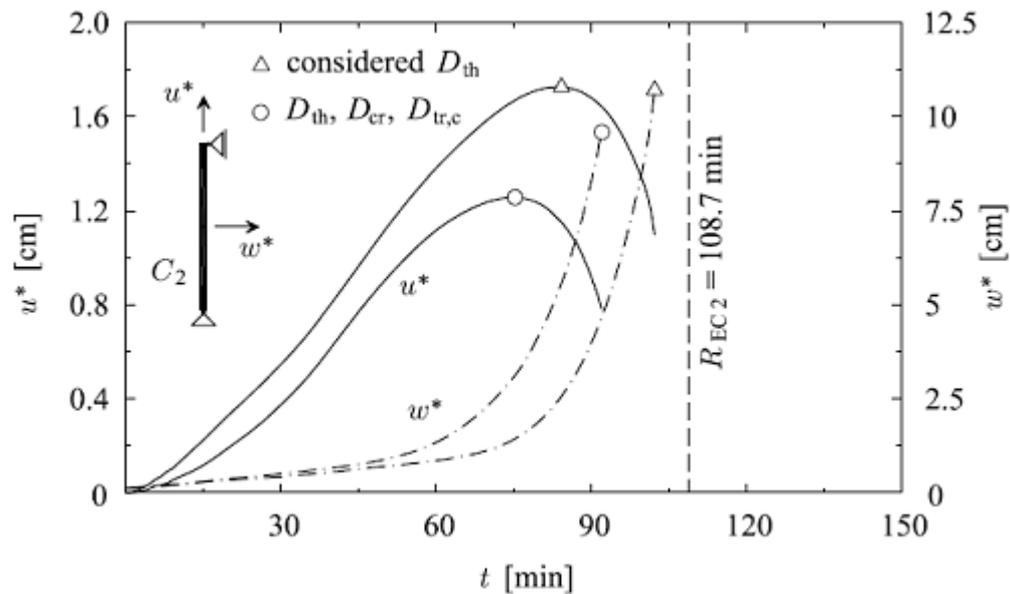
Dans cette section nous présentons les résultats de l'analyse de deux colonnes en béton armé (nommée  $C_1$  et  $C_2$ ) d'après l'étude numérique réalisée avec le logiciel MATLAB par [Bratina et al, 2005]. Les colonnes sont simplement appuyées. Elles sont soumises à des forces de compression axiales et des moments appliqués au niveau des appuis. Les auteurs ont considéré trois excentricités différentes ( $e = 0, 0.015, \text{ et } 0.04 \text{ [m]}$ ). La colonne  $C_1$  a une hauteur de  $[4\text{m}]$ . Celle de  $C_2$  est de  $4.5 \text{ [m]}$ . La charge de la colonne  $C_2$  est inférieure à celle de  $C_1$  et les moments aux limites, appliqués à cette dernière sont inégaux (voir figure 2.9). L'échauffement est réalisé par la courbe d'échauffement se trouvant dans l'Eurocode 1(1995). L'effort de résistance ultime à température ambiante est  $1350 \text{ KN}$  pour les trois valeurs d'excentricités.

### 2.2.1 Déplacements axiaux et latéraux

Les figures 2.10, et 2.11 montrent la variation des déformations axiales et latérales. Les résultats sont comparés avec l'Eurocode 2 (2002). Dans le modèle de l'Eurocode 2, l'effet du fluage est pris en compte implicitement. Le logiciel employé dans cette étude utilise un autre modèle dans lequel le fluage peut être pris en considération d'une manière explicite ou bien

peut être négligé. Ce qui explique le rapprochement des courbes des déplacements axiaux et latéraux (triangles) de celle donnée par l'Eurocode 2. Le temps de

Variation du déplacement axial et latéral de la colonne  $C_2$ [BRA, 05]



**Figure 2.10** : Variation du déplacement axial et latéral de la colonne  $C_2$  (charge excentrée). (Triangles) seulement la déformation thermique ( $D_{th}$ ) est prise en compte. (cercles) déformation due au fluage ( $D_{th}, D_{cr}, D_{tr,c}$ ) non négligée.

résistance au feu de la colonne  $C_2$ , calculé par l'analyse non linéaire, est 102,3 min lorsque, seulement la déformation thermique ( $D_{th}$ ) est prise en compte et 92.1 min dans le cas où l'effet du fluage est non négligé (par comparaison à l'Eurocode la différence est de 16.6 min). Plus loin, nous verrons que l'auteur [KOD, 06] d'après son étude expérimentale, a soulevé une remarque qui est également valable dans cette étude : « La charge et le fluage contribue d'une manière significative aux déformations dans les colonnes ». Lorsque tous les types de contributions sont considérés, au temps de ruine, le déplacement axial et le déplacement latéral sont respectivement, de 0.78 cm et 9.48 cm.

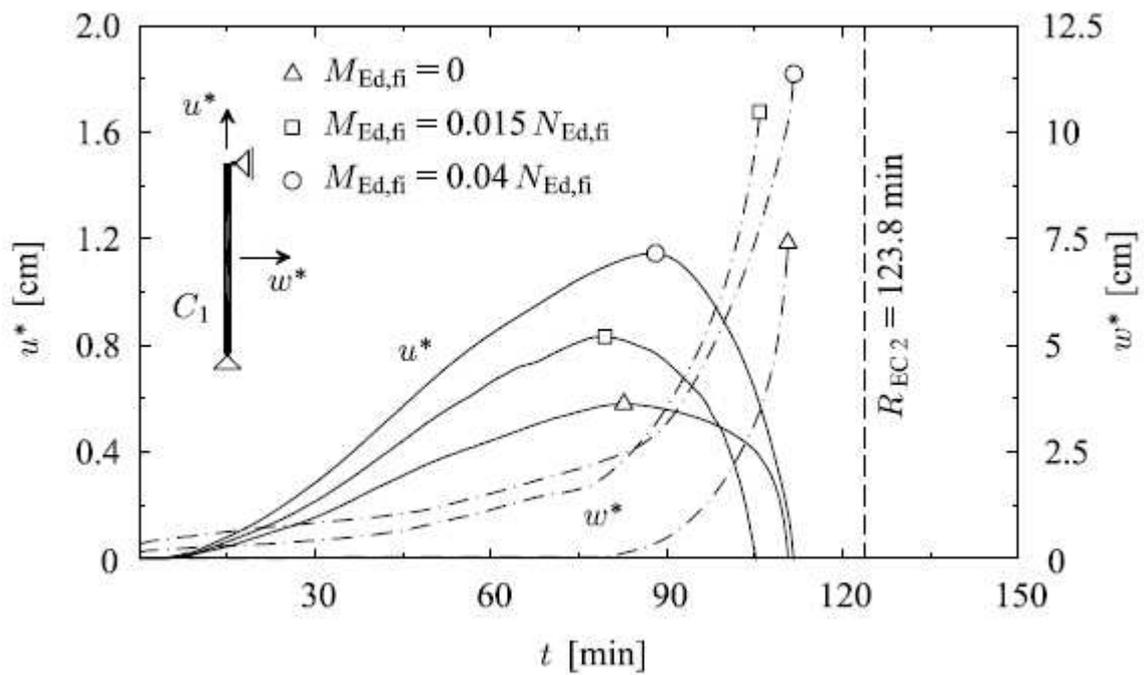


Figure 2.11. Variation du déplacement axial et latéral de la colonne  $C_1$ . Déformation due au fluage et à la charge non négligées.

### 2.3. Déformations axiales d'après l'étude expérimentale selon [KOD, 06]

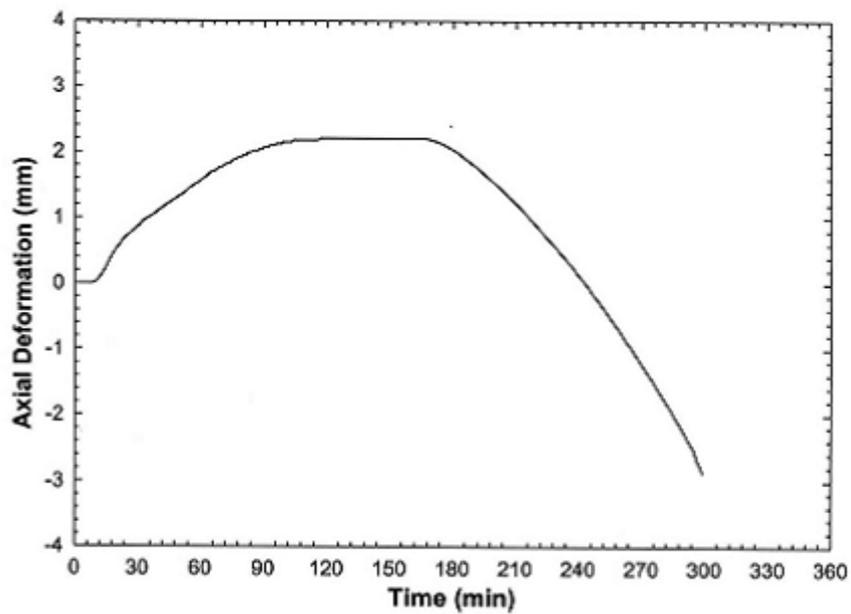


Figure. 2.12- Déformation axiale en fonction du temps dans la colonne HS2-1

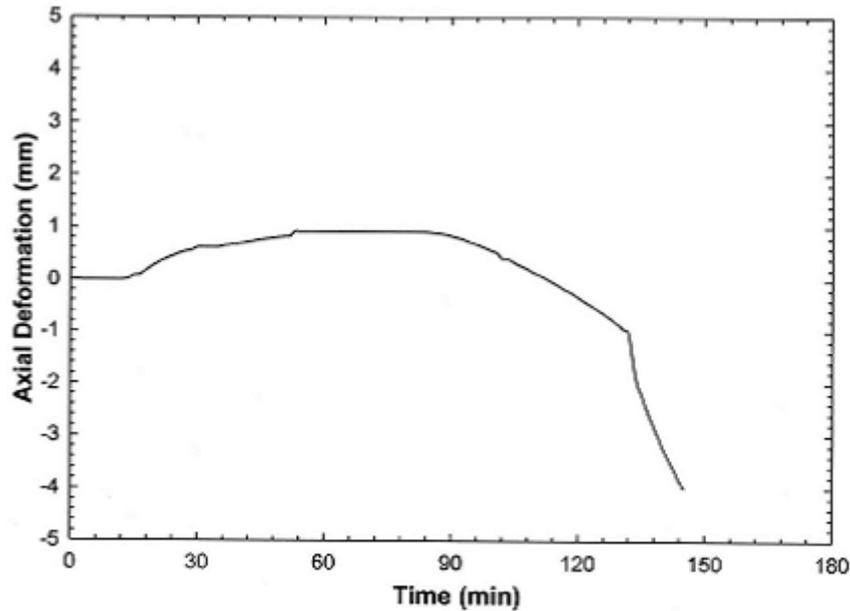


Figure. 2.13 - Déformation axiale en fonction du temps dans la colonne HS2-4

Les figures 2.12 et 2.13 montrent la variation des déformations axiales des colonnes HS2-1 et HS2-4 (Tableau 1.5 et 1.6 chapitre 1) d'après l'étude expérimentale réalisée par [KOD, 06]. Les colonnes se dilatent ensuite se contractent et aboutissent à la ruine. Les déformations dans les colonnes résultent de divers facteurs comme le chargement, la dilatation thermique et le fluage. La déformation initiale est due à la dilatation thermique du béton et de l'acier. Cependant l'effet de la charge et la dilatation intervient dans l'étape intermédiaire. L'effet du fluage se prononce dans la suivante étape avec les hautes températures du feu. L'amplitude de la dilatation est plus significative dans la colonne SH2-1 par comparaison à celle de la colonne SH2-4 car cette dernière a un confinement inférieur à la première. La résistance au feu de SH2-1 est deux fois celle de SH2-4. La charge et le fluage contribue d'une manière significative aux déformations dans les colonnes.

## 2.4 Détermination de la résistance au feu [FRA, 03]

### 2.4.1 Programme expérimental

#### Description des spécimens

Quatre colonnes de section circulaire (diamètre : 300mm) de longueur limitée par la hauteur du four et égale à 2100mm, ont été utilisées dans cette étude expérimentale (figure page112). Deux colonnes ont pour armatures longitudinales 6 Ø 20. Les deux autres sont ferrillées avec 6 Ø 12. Pour tous les spécimens le diamètre des armatures transversales est Ø 8 des cerces espacées de 100 mm au voisinage des appuis et de 200 mm dans la zone centrale. L'enrobage pour les cerces est de 30 mm et de 38 mm pour les armatures principales. Les distances entre axe des armatures principales sont :  $a = 44$  mm pour les Ø 12 et  $a = 48$  mm pour les Ø 20. Les qualités des matériaux sont : béton siliceux de C 60 et acier d'armatures du type S 500

### Procédure expérimentale

Les colonnes sont simplement appuyées à leurs extrémités. Le four est muni d'un système externe permettant l'application des forces aux spécimens. Des thermocouples sont placés dans les colonnes avant le coulage du béton dans le but de mesurer l'évolution des températures. La température dans le four varie suivant la courbe normalisé ISO 834 (identique à ASTM E119). L'aspect des colonnes est examiné toutes les 15 minutes jusqu'à l'observation de la ruine.

### Résultats expérimentaux

**Tableau 2.1** Charges appliquées et résistances au feu obtenues pour les quatre colonnes [FRA, 03]

Column	Main reinforcement	Load applied (kN)	Load applied/ Design strength $N_{ud}$	Fire resistance (min)
C1	6 $\phi$ 12	1260	0.59	156
C2	6 $\phi$ 12	1770	0.83	131
C3	6 $\phi$ 20	1450	0.57	187
C4	6 $\phi$ 20	1900	0.75	163

**Tableau 2.2.** Principales observations durant les essais [FRA, 03]

Column	Time (min)	Observations
C1	25	sloughing off of concrete in many places of the external layer
C2	20	large cracks (mainly longitudinal)
	29	sloughing off of concrete of almost the whole external layer
C3	34	large cracks at the bottom of the column
		a few moments later sloughing off of concrete at the same place
	60	significant increase of the damage
C4	30	large cracks at the bottom of the column
		a few moments later sloughing off of concrete at the same place
	38	significant increase of the damage

Dans les sections rectangulaires, généralement le premier effritement apparaît au niveau des coins. Dans cette étude les auteurs ont voulu examiner l'influence de la forme circulaire sur le comportement des colonnes en béton. Les auteurs se demandaient si les sections circulaires soumises à des températures élevées, étaient moins sujettes à l'écaillage, en raison de l'absence de coins. Les observations faites lors des expériences ont montré que l'écaillage de surface a été observé entre 20 et 60 minutes d'exposition au feu. La forme circulaire de la section transversale n'a pas empêché l'apparition de ce phénomène.

### **3. ANALYSE THERMIQUE, CAS DE NOTRE ETUDE**

L'analyse thermique est une étape nécessaire dans cette étude. En effet, on doit commencer par la détermination des températures à chaque point de la colonne, comme il a été signalé. La surface extérieure de la colonne en béton armé est exposée à un feu normalisé ISO 834 sur les quatre faces. Les côtés extérieurs des éléments positionnés sur le pourtour de la section sont désignés par le chiffre 1. Tenant compte de la symétrie par rapport à l'axe y nous considérons la demi section pour le calcul thermique. Le fichier de données (voir annexe B) comporte : Les coordonnées des nœuds, la température initiale égale à 20 (°C). La colonne de section 30X30[cm<sup>2</sup>] est discrétisée en un nombre d'éléments solides égal à 242. Le nombre

de nœuds est égal à 276. Les résultats de l'analyse thermique transitoire (les températures à chaque instant et à chaque point de la colonne) sont présentés ci-dessous pour  $t = 30 \text{ min}$ ,  $t = 60 \text{ min}$ ,  $t = 90 \text{ min}$ .

### 3.1 Discrétisation de la section

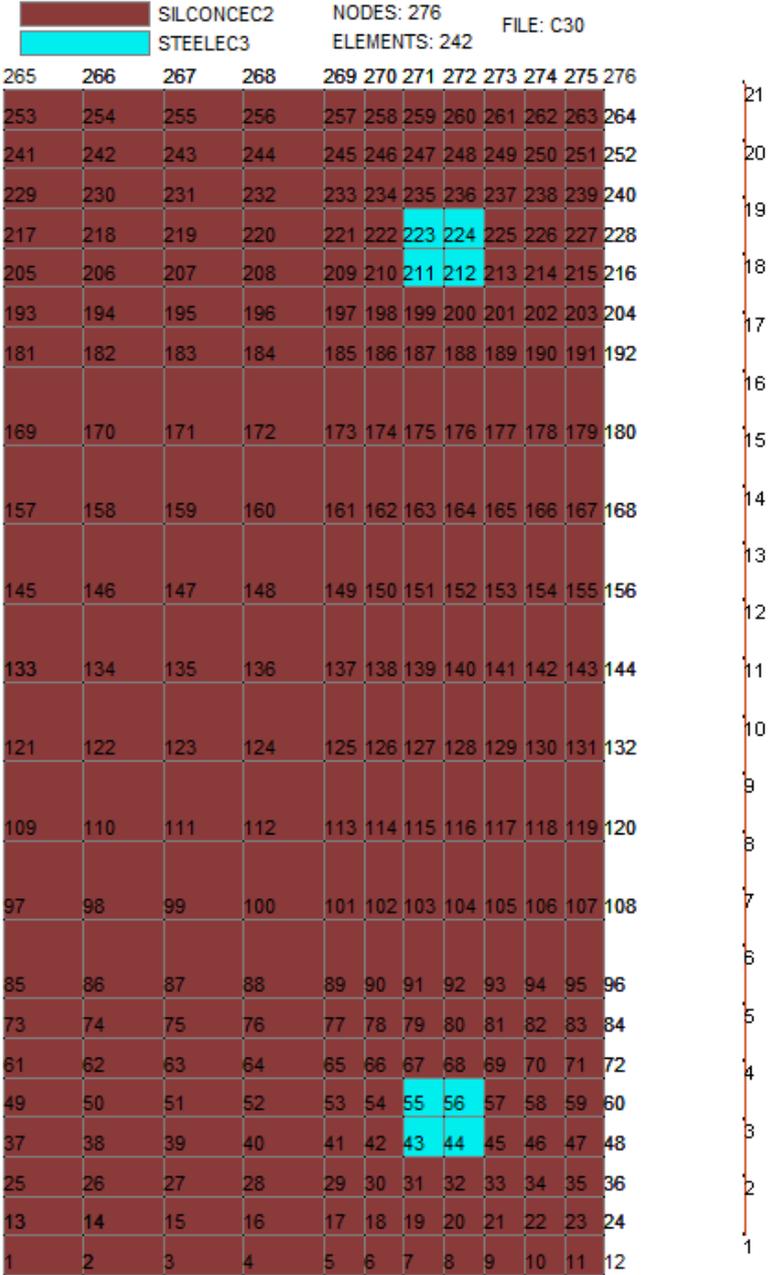


Figure 2.14 Numérotation des nœuds de la demi section

Figure 2.15 Numérotation des nœuds de la colonne

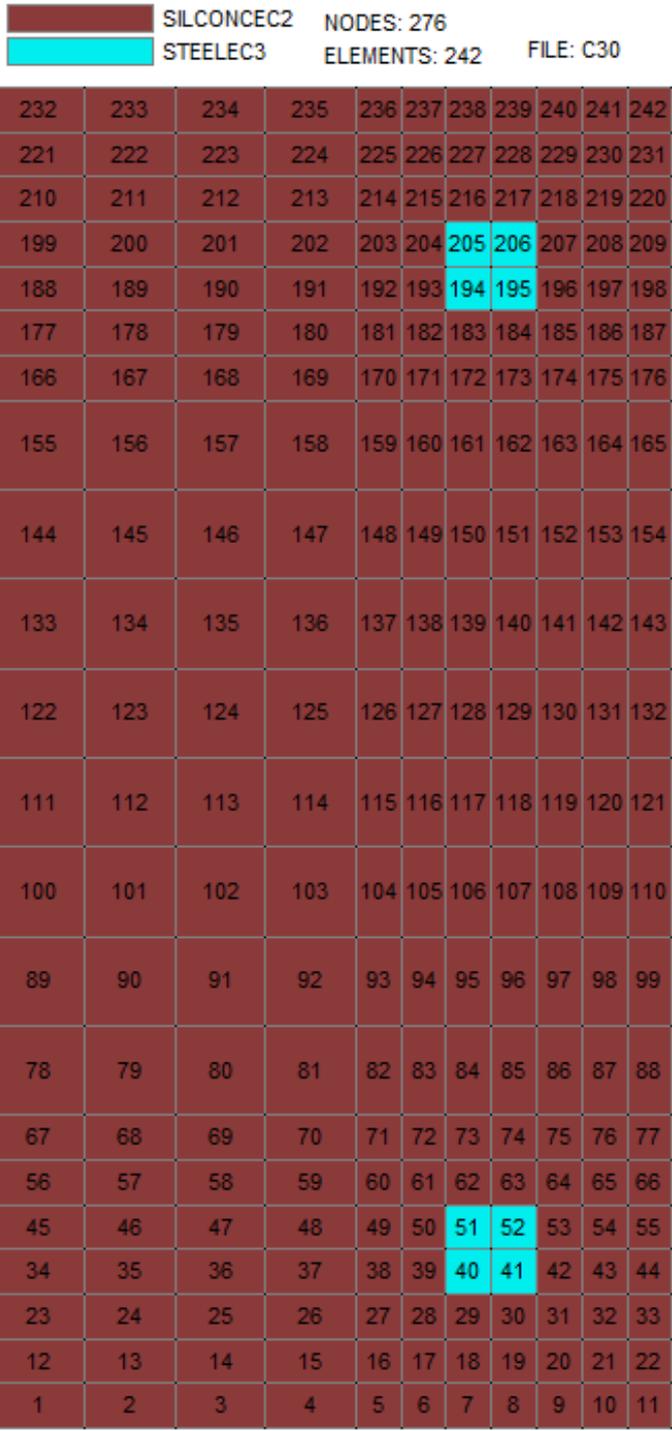


Figure 2.16- Numérotation des éléments de la demi section

Figure 2.17- Numérotation des Eléments de la colonne

En ce qui concerne le nombre de nœud et d'élément, il est choisi par nous même après avoir réfléchi sur un brouillon. A titre d'information il y a un logiciel qui permet de faire la discrétisation d'une manière rapide et facile « GID 9 » [GID, 09]. Concernant la discrétisation suivant la longueur du poteau utilisée pour l'étude mécanique, nous travaillons avec 10

éléments poutres (définie dans la partie II de la thèse). Chaque élément contient 3 nœuds. Deux nœuds se trouvent aux extrémités. Le troisième se situe au milieu de l'élément.

### 3.2 Résultats de l'analyse thermique

#### 3.2.1 Températures à chaque point de la colonne (pour $t = 30, 60, 90, 120$ min)

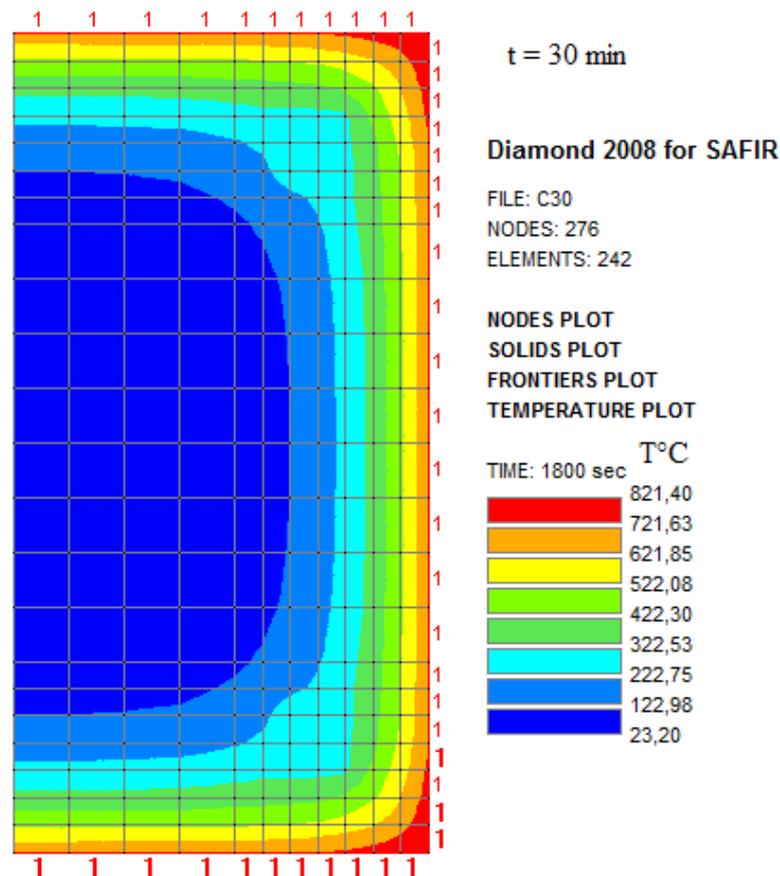


Figure 2.18 -Températures à t =30min

La température varie d'un point à l'autre. Dans la figure 2.19 par exemple. Au centre de la section de béton, (point éloigné de la sollicitation thermique) la température est de 69.30°C. En considérant les point qui appartiennent aux éléments des coins et à la surface de la colonne la température se trouve entre 829.76°C et 938.40°C. Ces résultats sont identiques à ceux donné par l'Eurocode section 1.2. Ils sont aussi en accord avec les valeurs trouvées par Bratina [BRA, 05].

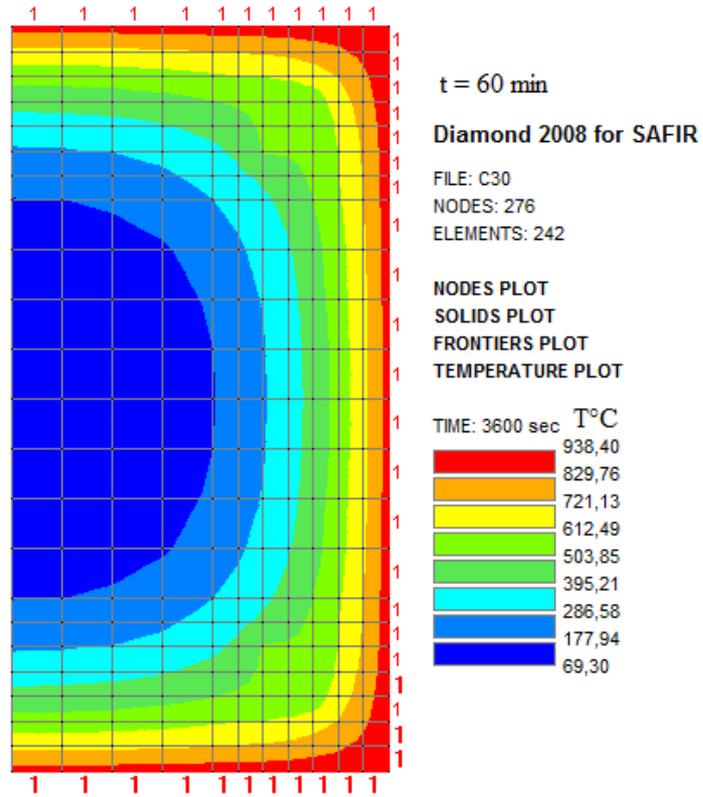


Figure 2.19 - Températures à t = 60 min

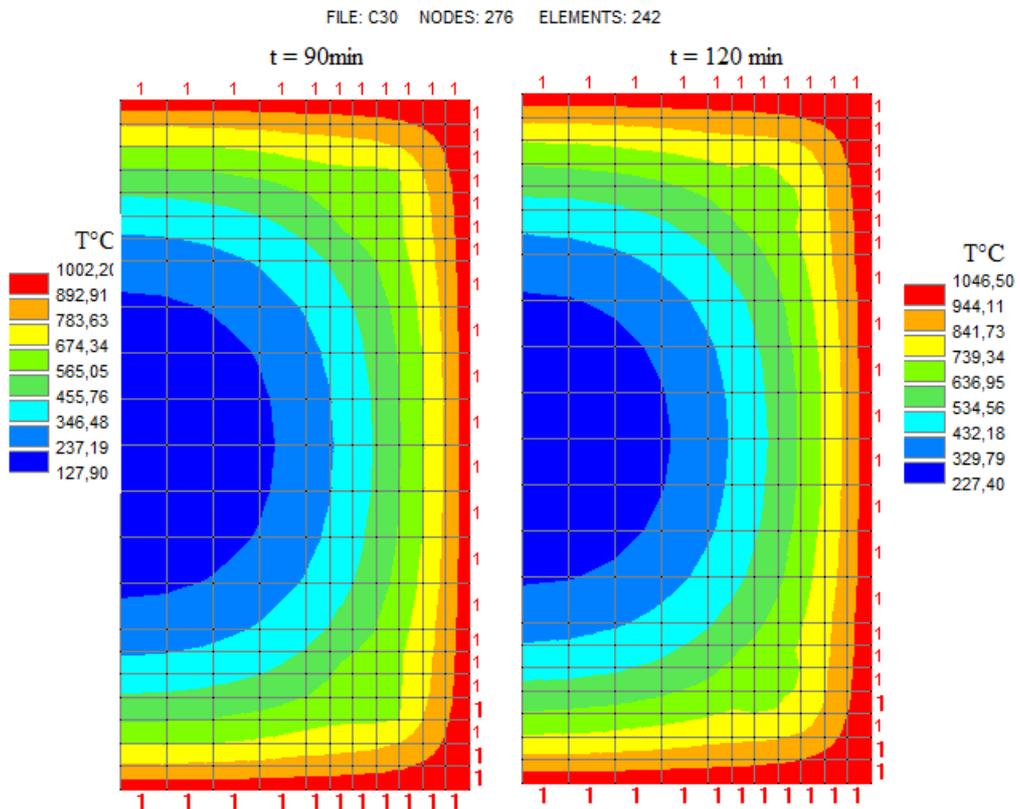


Figure 2.20 - Températures à t = 90 min, 120 min

Nous remarquons que les valeurs des températures dans la colonne en béton aux temps  $t = 30, 60, 90, 120$  min sont nettement inférieures aux valeurs des colonnes en acier. Ce qui est dû à la conductivité thermique (voir Figure 1.7 partie Acier Figure 1.6 partie béton). L'acier a une forte conductivité thermique. La distribution de température dans le béton se fait lentement. Ce qui favorise la résistance au feu du béton. Plus loin dans l'analyse mécanique nous verrons que le temps de ruine de la colonne en béton est appréciable. Car la résistance au feu représente le temps nécessaire à l'arrivée et l'évacuation des occupants.

### 3.3 Evolution des températures en fonction de $y/b$

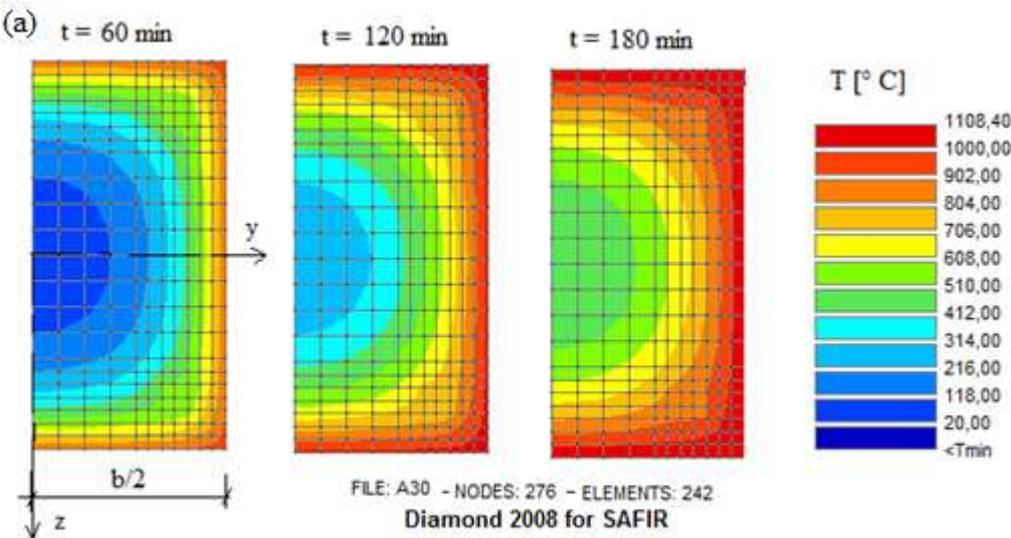


Figure 2.21 Calcul iso thermal aux temps :  $t = 60, 120, 180$  min

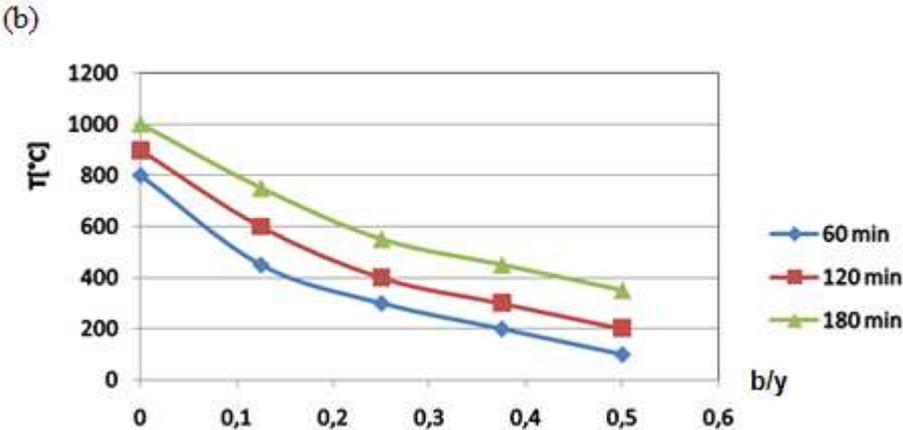
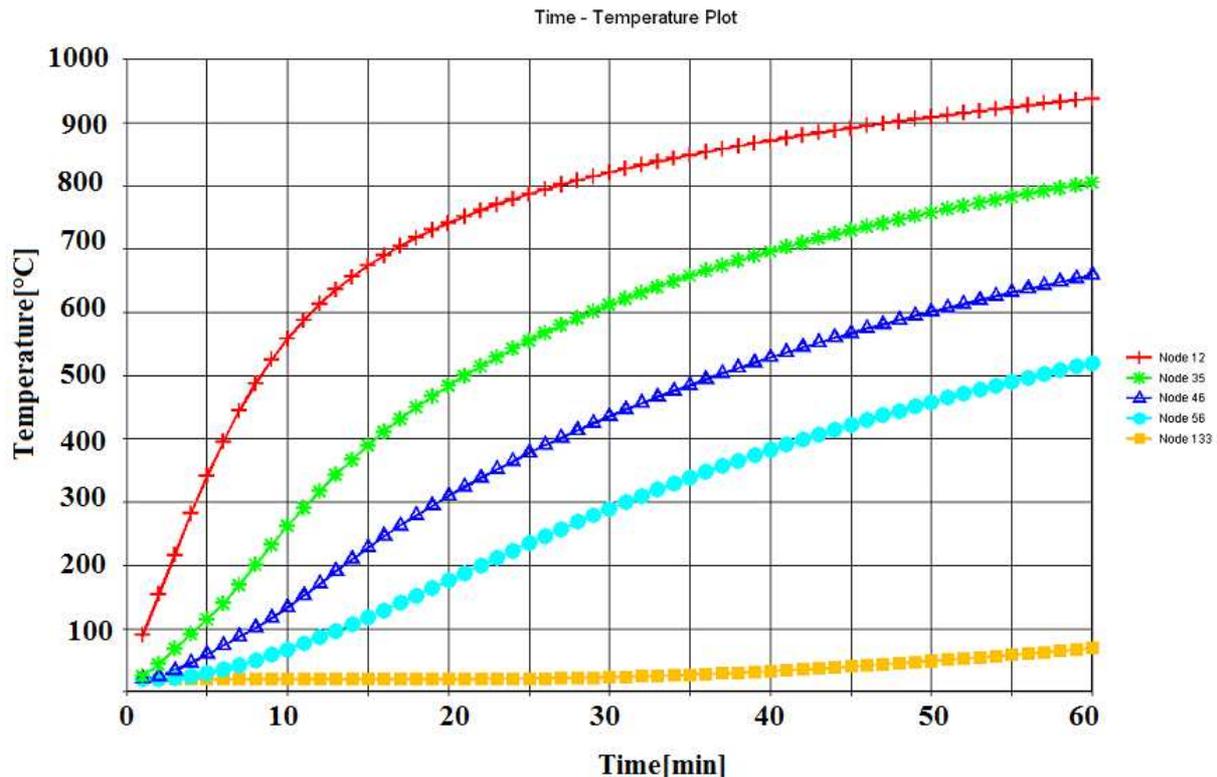


Figure 2.22 Evolution de la température dans la section de béton

Il est clair que les résultats obtenus d'après notre analyse thermique avec le logiciel SAFIR sont en accord à ceux obtenus par Bratina [BRA,05] et sont aussi proches des résultats de.Ahmed [AHM, 99].

### 3.4. Températures au niveau des nœuds (du centre de la section à la surface)

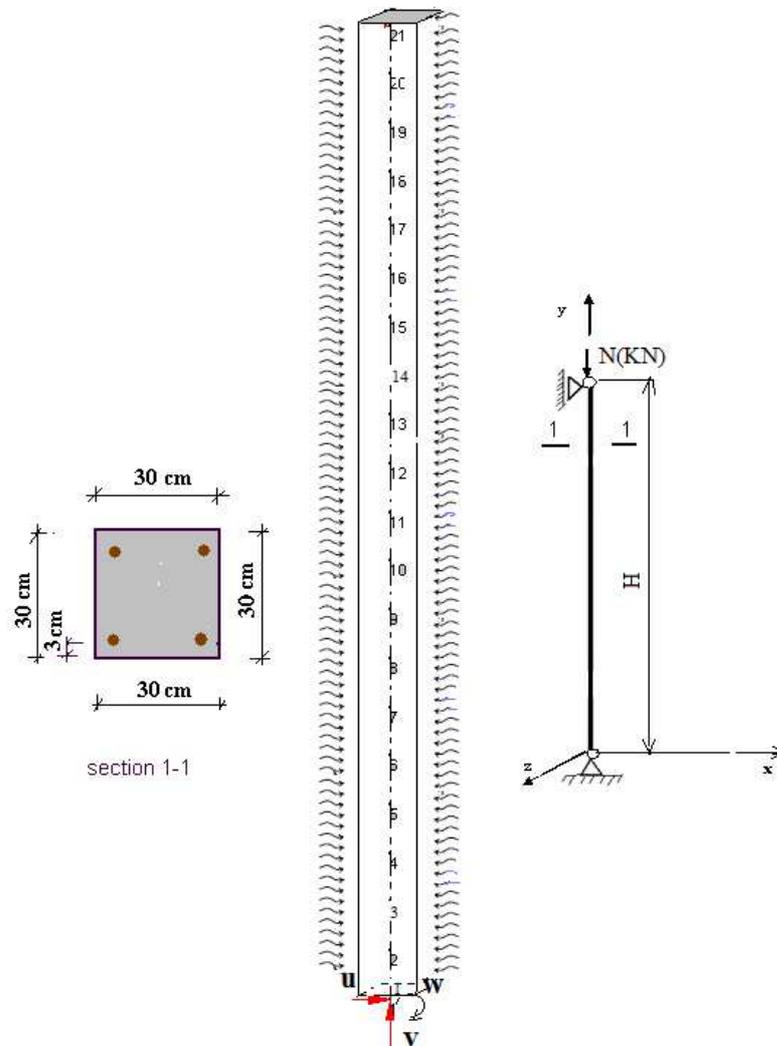


**Figure 2.23** : variation des températures en fonction du temps pour les nœuds 12; 35;46; 56;133

Le nœud 133 (figure 2.23) qui se trouve au milieu de la section (courbe jaune) a une température minimale. Au fur et à mesure qu'on s'éloigne du centre la température augmente. En arrivant à la surface la température est maximale (nœud 12 : courbe rouge). Nous remarquons que la figures 2.23 et 2.6 sont identiques malgré que l'outil et le feu normalisé que nous utilisons différent de ceux employés par AHMED [AHM, 99]. Mais il a été montré dans la partie I de la thèse que les feu ISO 834 et ASTM E119 sont identiques. Nous pouvons ajouter que le moyen de simulation numérique est aussi performant, pour ne pas dire efficace, car son efficacité dépend du bon choix du modèle considéré. En d'autres termes, les

paramètres et les données utilisées doivent être identiques pour les deux moyens (numérique et expérimental) pour aboutir aux mêmes résultats.

#### 4. ETUDE DES COLONNES EN BETON ARME, ANALYSE MECANIQUE A CHAUD



**Figure 2.24:** Schématisation des colonnes considérées

De nombreuses études numériques ont traité le problème du comportement des colonnes exposées au feu citons par exemple ( Lie et Celikkol, 1991 ; Dotreppe et al., 1999; Ellingwood et Lin, 1991; Huang et al, 1999; Lie et Irwin, 1993; Sidibe' et al, 2000; Zha, 2003 ; Bratina et al, 2005). Pour l'analyse des colonnes exposées au feu, la difficulté est au niveau de la précision d'une formulation numérique. Quand le modèle d'élément utilisé est approprié, les résultats sont bons, cela est prouvé en les comparant à une étude expérimentale

ou avec le code (Eurocode 2, 2002). Le fichier de données de l'analyse mécanique (voir Annexe B) se réfère à celui de l'analyse thermique pour utiliser les températures des éléments en fonction du temps. Ce dernier contient les dimensions du poteau (hauteur et section), le nombre d'éléments poutre égale à 10, le nombre de nœuds égal à 21, le nombre de gauss égal à 2, le chargement et l'enrobage de 3 [cm]. Le logiciel Safir se base sur les lois de comportement des Eurocodes. Les caractéristiques des deux matériaux utilisés (béton et acier d'armatures) qui se trouvent dans le fichier de données sont les suivantes : pour le béton selon l'Eurocode 2 [ENV, 92], le coefficient de poisson  $\nu = 0.2$ , la résistance à la compression  $f_{b,c,\theta} = 25 \cdot 10^6 (N/m^2)$ , la résistance à la traction  $f_t = 0$  et le module de Young  $E_b = 11000 (f_{c,28})^{1/3} (N/m^2)$ . Pour l'acier d'après l'Eurocode 3 [ENV, 93], le coefficient de poisson  $\nu = 0.3$ , la résistance à la compression  $f_{c,a} = 500 \cdot 10^6 (N/m^2)$  et le module de Young  $E_a = 210 \cdot 10^9 (N/m^2)$ .

#### 4.1 Résultats de l'analyse mécanique

**Tableau 2.1** Résistance au feu et température critique, pour  $H = 3$  m

Colonnes $H = 3$ m $A = 30 \times 30$ cm <sup>2</sup> $C = 3$ cm $e = 0$ $4\varnothing 20$	charge N (k N)	Résistance au feu $R_f$	Température critique $\theta$ (°C)
B <sub>1</sub>	300	162 min. 33 sec	1092.3
B <sub>2</sub>	400	133 min. 11 sec	1062.2
B <sub>3</sub>	500	110 min. 50 sec.	1034.6
B <sub>4</sub>	600	97 min. 10 sec.	1013.8
B <sub>5</sub>	700	87 min. 24 sec.	996.9
B <sub>6</sub>	800	78 min. 45 sec.	981.9

**Tableau 2.2** Résistance au feu et température critique, pour H = 4 m

<b>H = 4 m</b> A = 30x30 cm <sup>2</sup> C = 3 cm e = 0 4Ø20	N (k N) charge	Résistance au feu R <sub>f</sub>	Température critique (°C)
D <sub>1</sub>	300	108 min. 31 sec	1031.8
D <sub>2</sub>	400	91 min. 49 sec	1005.6
D <sub>3</sub>	500	80 min. 18 sec.	985.8
D <sub>4</sub>	600	71 min. 21 sec.	967.3
D <sub>5</sub>	700	64 min. 10 sec.	948.7
D <sub>6</sub>	800	57 min. 55 sec.	933.0

**Tableau 2.3** Résistance au feu, charges excentrées

Colonnes A = 30x30 cm <sup>2</sup> C = 3 cm 4Ø20	H [m]	e [cm]	N [KN]	Résistance au feu R <sub>f</sub>
E <sub>1</sub>	3	1.5	700	74 min. 38 sec.
E <sub>2</sub>	3	2	700	72 min. 19 sec.
E <sub>3</sub>	3	1.5	800	67 min. 19 sec.
E <sub>4</sub>	3	2	800	65 min. 5 sec
E <sub>5</sub>	4	2	700	56 min. 53 sec.
E <sub>6</sub>	4	2	800	49 min. 20 sec

## 4.2 Etude du comportement de la colonne D<sub>6</sub>

### 4.2.1 Moment fléchissant

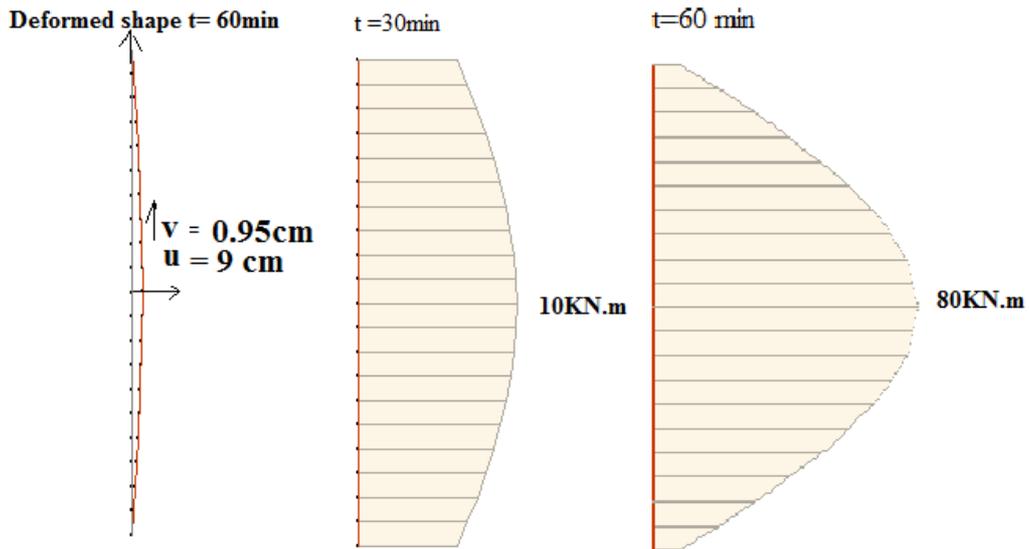


Figure 2.25: Diagrammes des Moments fléchissant

Le moment fléchissant (fig. 2.26) garde une valeur faible jusqu'au temps 1800sec, ensuite il augmente jusqu'à l'obtention du moment de ruine. La valeur maximale se trouve à mi-hauteur du poteau (élément 5) ceci est du aux effets du second ordre.

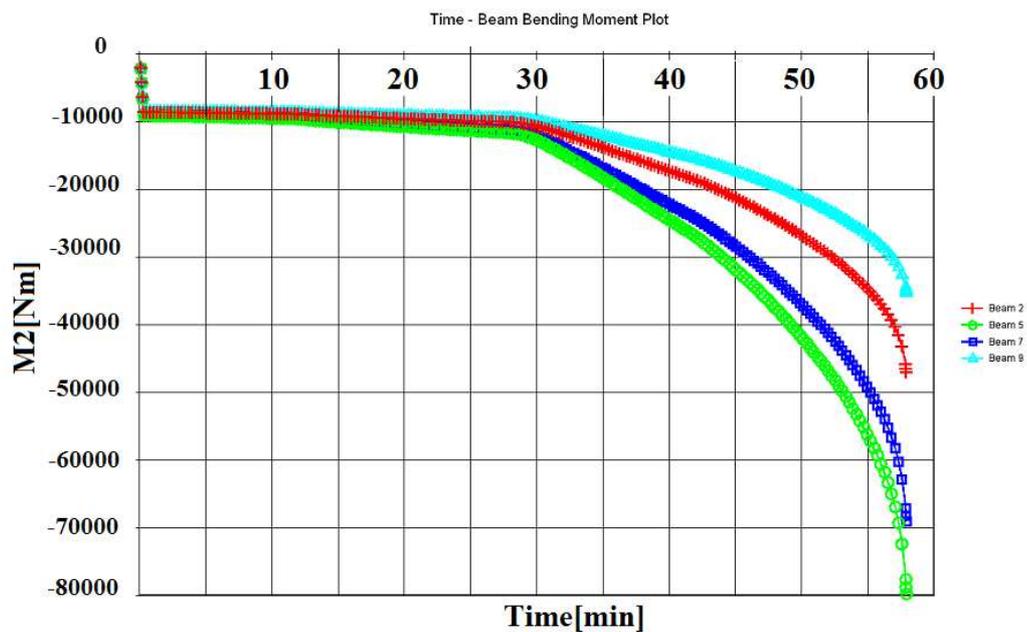
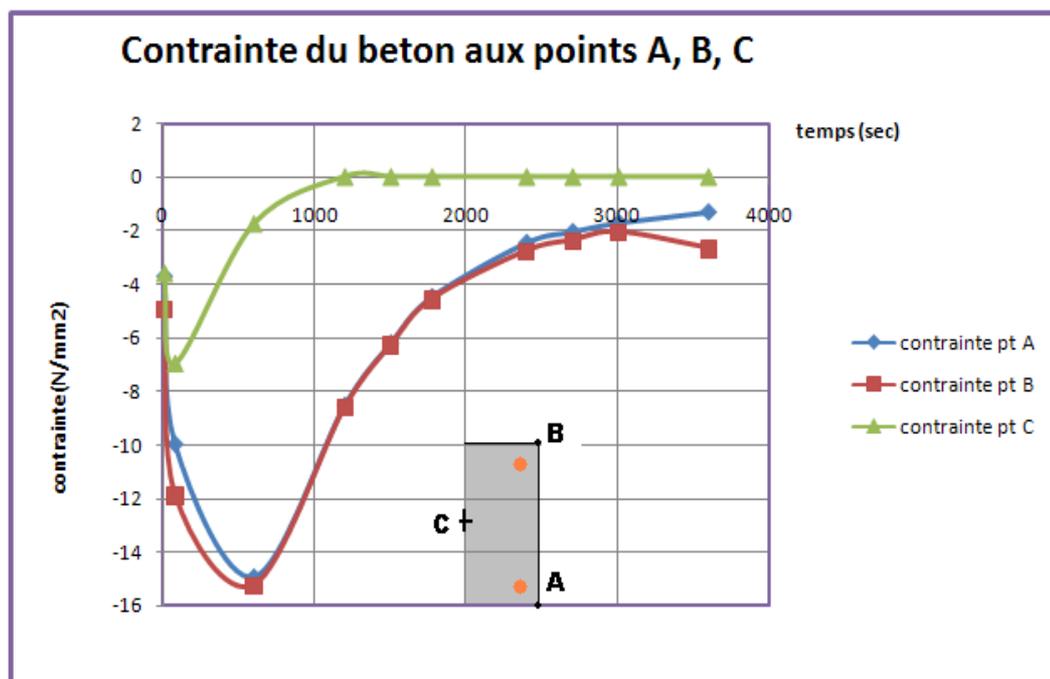


Figure 2.26: Moment fléchissant de 4 éléments

Le moment fléchissant garde une valeur constante jusqu'au temps  $t = 30$  min. L'allure de la colonne après cette période d'échauffement n'est plus droite. Le moment fléchissant augmente rapidement à cause des effets du second ordre, qui rentrent en jeu jusqu'au temps de ruine (57 MIN. 55 SEC).

#### 4.2. 2 Contraintes dans le béton

Dans la figure 2.27 nous considérons les trois points A, B et C. Nous remarquons qu'au début du chargement thermique le point qui se trouve au milieu de la section du béton (pt C) a une contrainte maximale inférieure à celles des points A et B car le point C appartient à un élément éloigné de la sollicitation thermique, plus loin on verra que l'effet de la charge mécanique considérée à froid est insignifiant figure 2.38. L'augmentation de la sollicitation thermique provoque la dilatation de la colonne. Les éléments du bord de section se dilatent



**Figure 2.27:** Variation des contraintes du béton

facilement suivant le sens de la charge mécanique ceux de la zone centrale sont entraînés malgré l'insuffisance de leurs températures, la contrainte au point C devient nulle à partir de  $t = 1000$  sec, le béton est endommagé. En ce qui concerne A et B. Ils sont en contact avec l'action thermique, leur contrainte atteint une valeur maximale de  $-15 \text{ N/mm}^2$  à  $t = 600$  sec,

elle diminue au fur et à mesure jusqu'au temps de ruine elle présente des valeurs minimales : point A,  $\sigma = -1,5 \text{ N/mm}^2$ . Point B,  $\sigma = -2,5 \text{ N/mm}^2$ .

#### 4.2.3 Déplacement vertical à chaud (v)

Nous constatons d'après la figure 2.28, qu'au début le déplacement vertical est négatif pendant 15 min, (raccourcissement dû à la sollicitation mécanique). La sollicitation thermique a provoqué des déplacements positifs des nœuds de la colonne  $D_6$  (dilatation due à l'augmentation des températures), ce qui entraîne la dégradation des caractéristiques des matériaux (tels que le module tangent et la résistance du béton). La sollicitation mécanique représentée par l'effort de compression centré de 800 kN, dans ces conditions devient

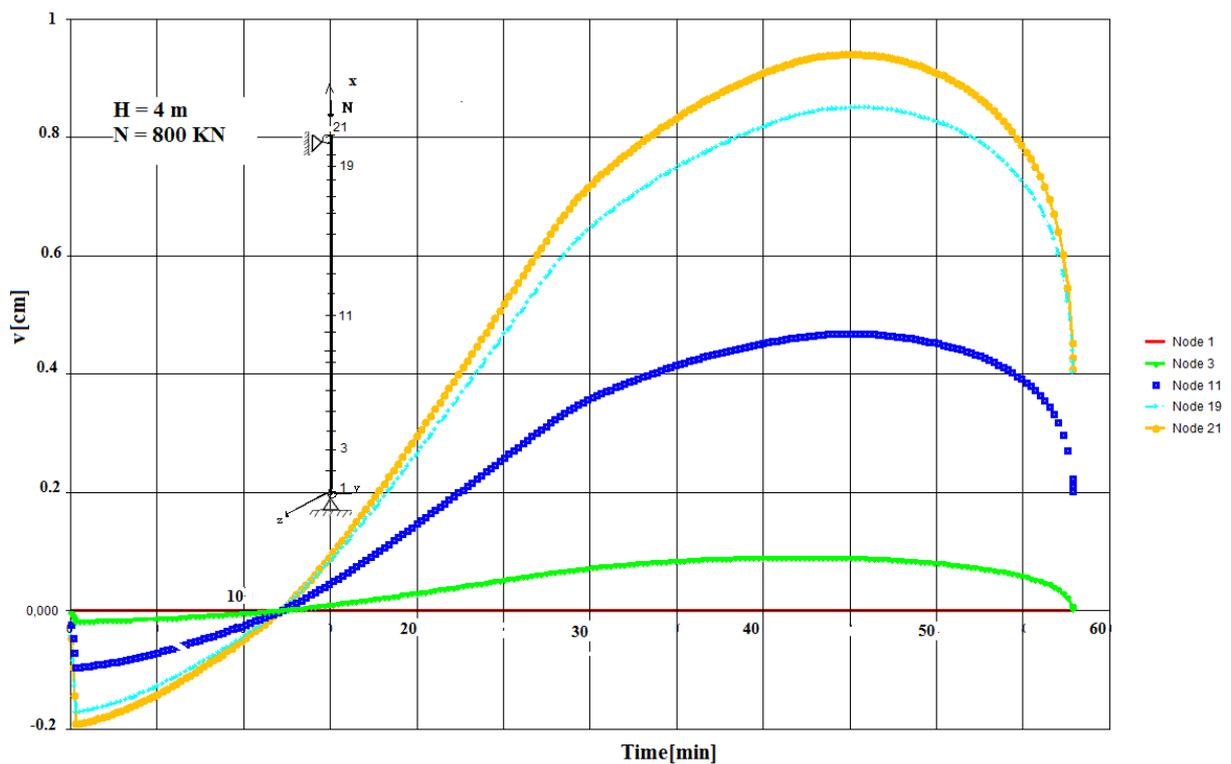


Figure 2.28 : Déplacements verticaux (axiaux) à chaud de la colonne  $D_6$

dangereuse et provoque la ruine de la colonne. L'allure des courbes est identique à celle des courbes obtenues dans les études présentées ci-dessus.

#### 4.2.4 Rotations (w) et déplacement latéral (u) des nœuds

Les valeurs des rotations sont insignifiantes jusqu'à 30 minutes d'exposition au feu. A partir de ce moment, il y a une augmentation de ces dernières. Le nœud 11 ne subit aucune rotation. Les autres nœuds subissent des rotations symétriques par rapport au nœud 11.

Les autres nœuds subissent des rotations symétriques par rapport au nœud 11.

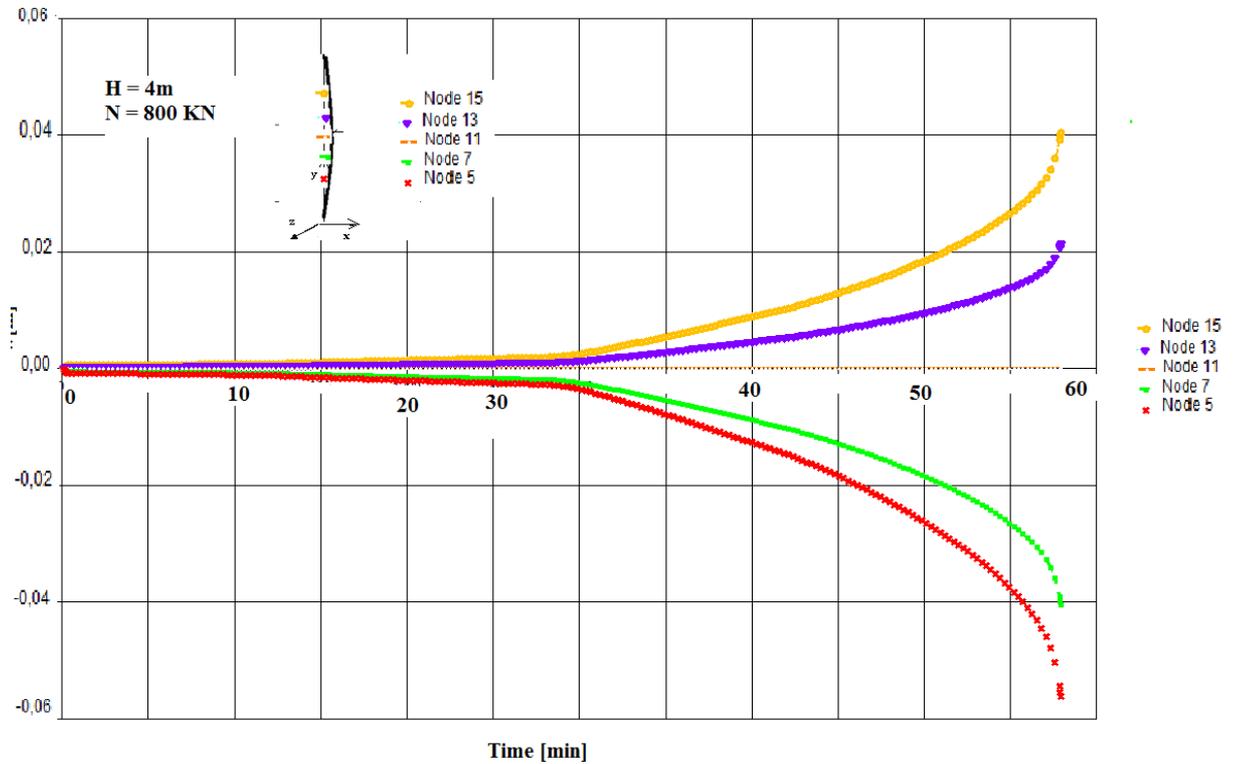


Figure 2.29 : Rotations des nœuds 5, 7, 11, 13, 15 de la colonne  $D_6$

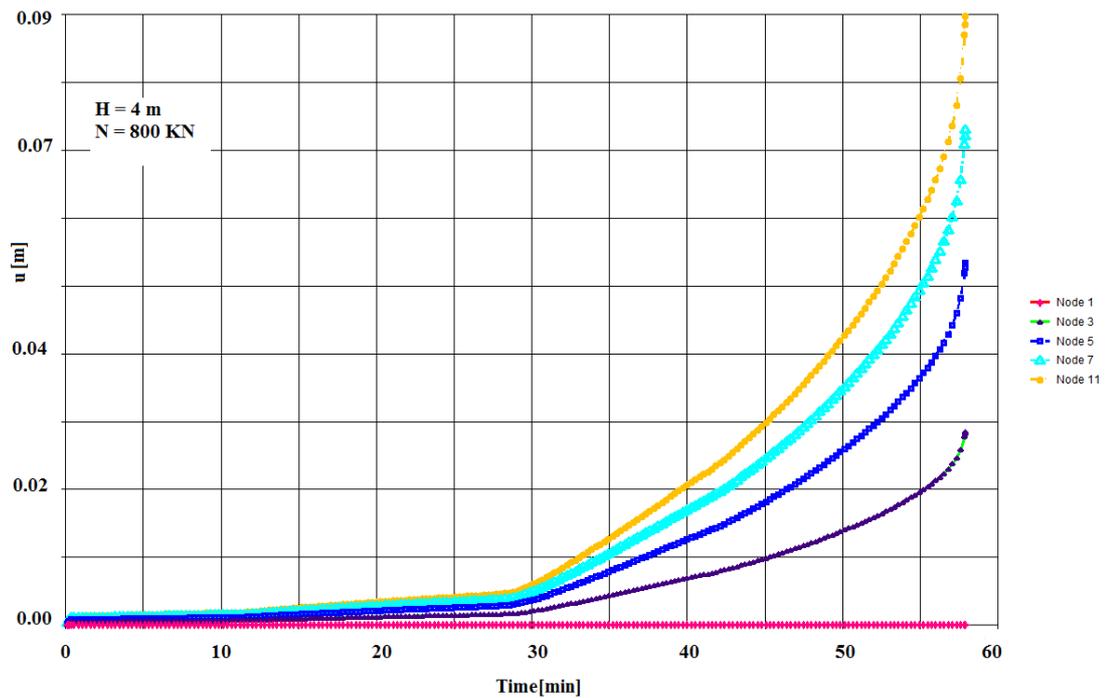
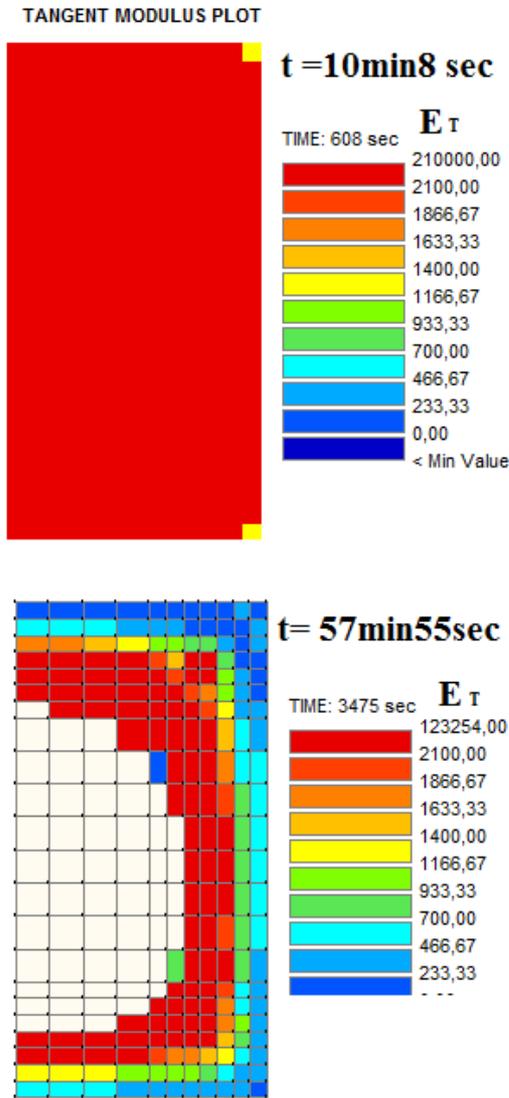


Figure 2.30 : Déplacement latéral pour cinq nœuds de la colonne  $D_6$

Le fluage transitoire est pris en compte implicitement dans le modèle de l'Eurocode 2. Le logiciel SAFIR se base sur les lois de comportement de ce dernier. Il est évident que dans notre cas l'effet du fluage est pris en compte d'une manière implicite. La colonne D<sub>6</sub> a une résistance au feu de 57 MIN. 55 SEC sa température critique est de 933°C. Le déplacement maximal correspond au nœud 11, (à mi-hauteur de la colonne), il est de 9cm. Pour le nœud 1 qui correspond à l'extrémité inférieure, son déplacement est nul ce qui est en accord avec le choix des conditions aux limites.

**4.2.5 Module tangent au début et à la fin de la durée d'échauffement**



**Figure2.31** : Module tangent de la colonne D<sub>6</sub>

Comme il a été signalé précédemment d’après la littérature, les caractéristiques des matériaux (béton et acier) diminuent sous l’effet des hautes températures. Dans notre étude numérique, nous avons déterminé le module tangent et les contraintes pour les colonnes étudiées. Au début de l’exposition au feu seuls les coins changent de couleur (diminution de  $E_T$ , Figure 2.31) ce qui est logique, du fait que la surface de contact est faible donc l’effet du feu est important en premier lieu au niveau des coins. Au temps de ruine (57 min 55sec) le module tangent au centre de la section est nul, les éléments du bord de section ont des valeurs relativement faibles. Dans certains endroits éloignés du centre et du bord de la section, le module tangent garde des valeurs acceptables. D’après des études expérimentales, il a été montré que la zone centrale est fissurée (le béton est endommagé).

### 4.3 Comportement de la colonne B<sub>3</sub>

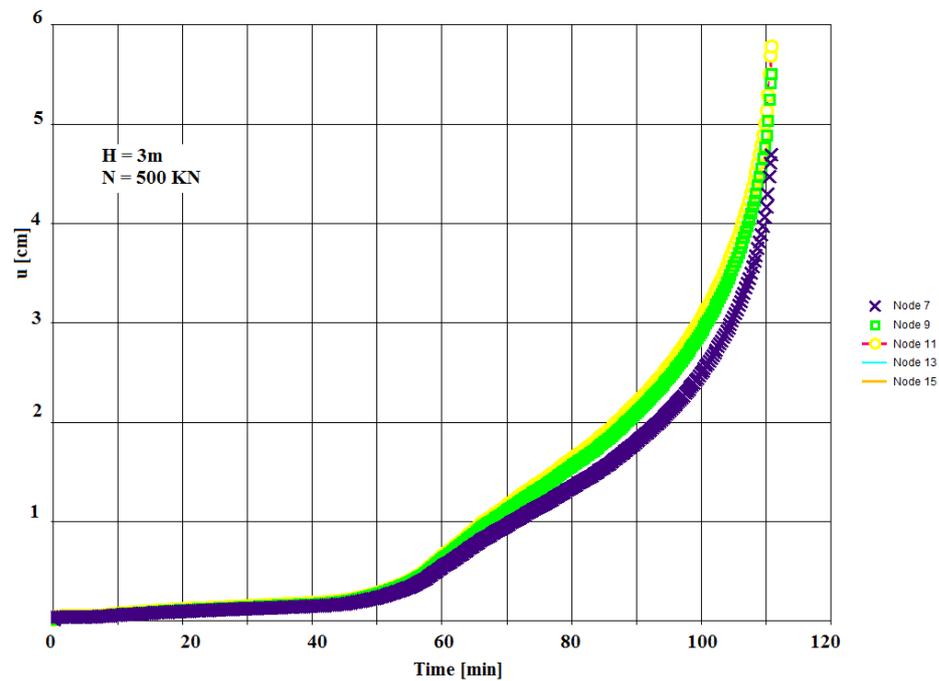


Figure 2.32 Déplacement latéral pour cinq nœuds de la colonne B<sub>3</sub>

La figure 2.32 représente les déplacements latéraux pour cinq nœuds de la colonne B<sub>3</sub>. Les déplacements sont faibles jusqu’à 50 min, ensuite ils progressent d’une manière rapide. Nous remarquons que le déplacement maximal correspondant au temps de ruine (110 min 50 sec) est environ de 5,80 cm. La température critique dans ce cas est de 1034.6 °C. Le déplacement

axial (Figure 2.33) prend des valeurs négatives faibles. Au bout de 10min les déplacements deviennent positifs. Les courbes représentant le déplacement latéral des nœuds sont croissantes ensuite à  $t= 60\text{min}$  changent de sens, deviennent décroissantes jusqu'au temps de ruine. Par comparaison aux résultats obtenus d'après [BRA, 05], les courbes des déplacements latéraux ont une allure semblable à celle obtenue par notre étude. Concernant celles des déplacements axiaux. Elles ont une certaine ressemblance, sauf qu'au commencement pour notre cas le déplacement axial est négatif. En ce qui concerne les temps de ruines des colonnes, en principe ils sont incomparables car les modèles employés par les deux études ne sont pas identiques de même pour les outils utilisés.

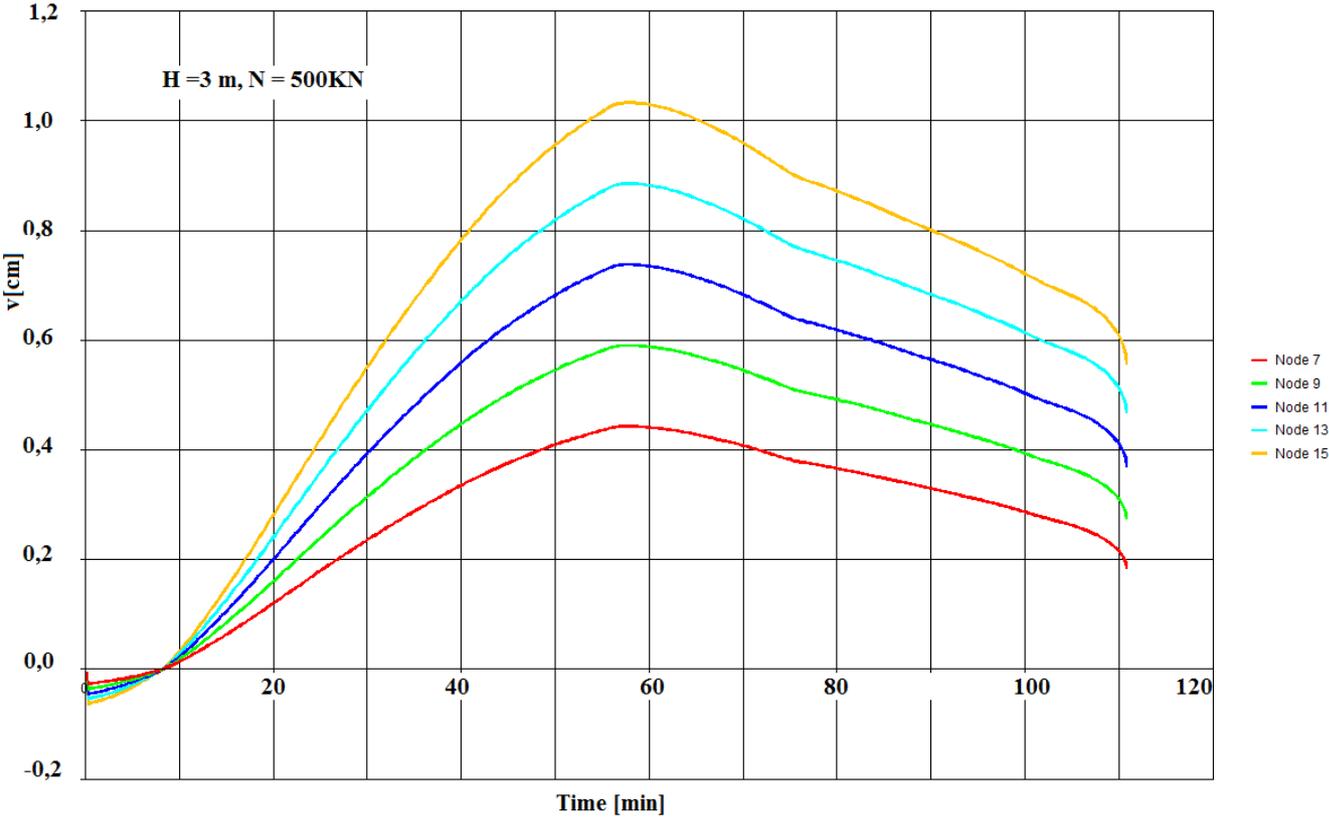
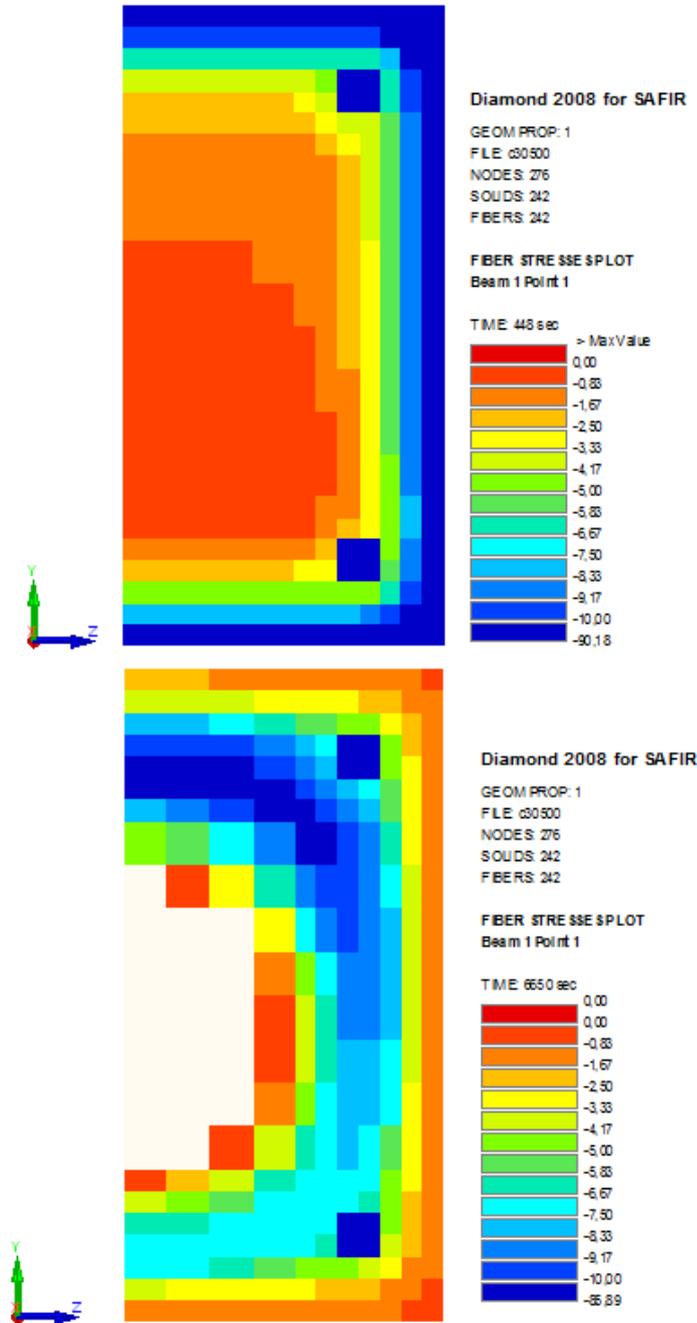


Figure 2.33 Déplacement axial pour cinq nœuds de la colonne B<sub>3</sub>



**Figure 2.34** Contraintes dans la section de béton de la colonne B3, au début de la sollicitation et au temps de ruine (110 min 50 sec)

La contrainte de résistance qui est une caractéristique mécanique du matériau et qui agit quand il est assujéti à une attaque extérieure (charge et feu pour notre cas) varie de manière à défendre le matériau. Comme nous l'avons dit le béton au centre de la section est endommagé, la contrainte dans cette zone s'est réduite continuellement jusqu'à une valeur nulle.

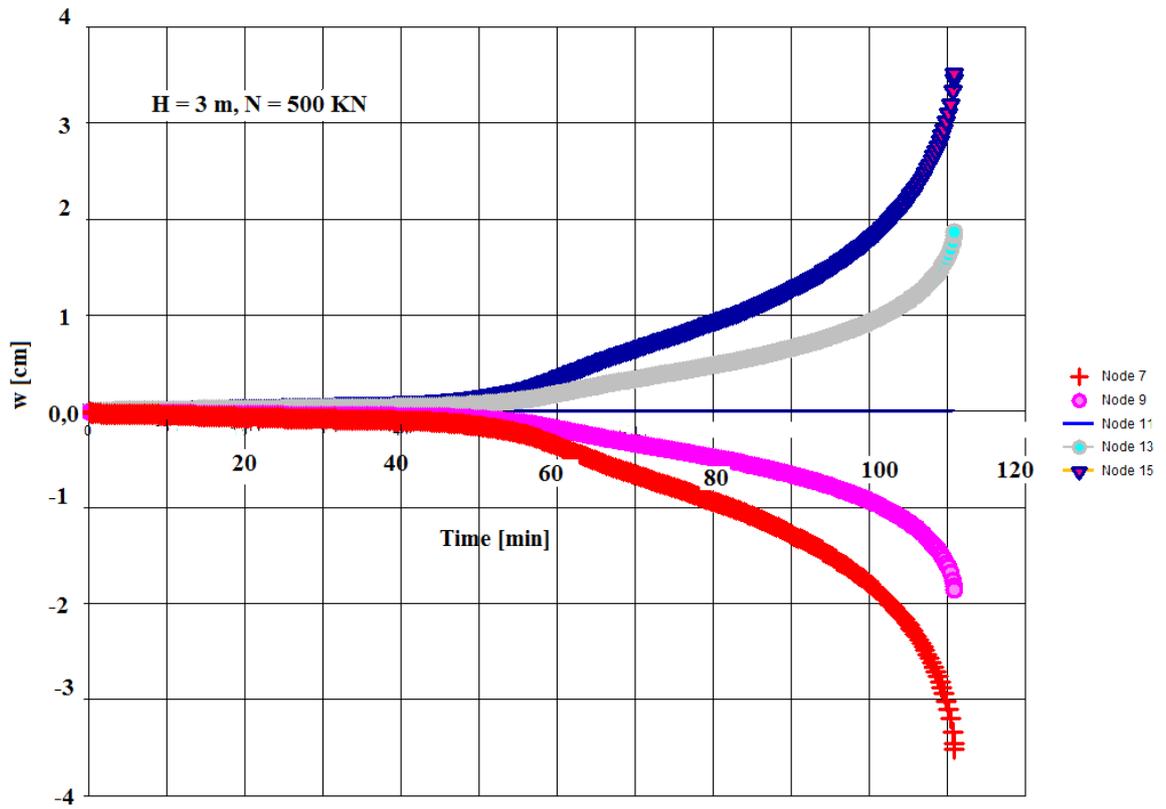


Figure 2.35 : Rotations des nœuds 7, 9, 11, 13, 15 de la colonne B<sub>3</sub>

#### 4.4 Comportement de la colonne B<sub>1</sub>

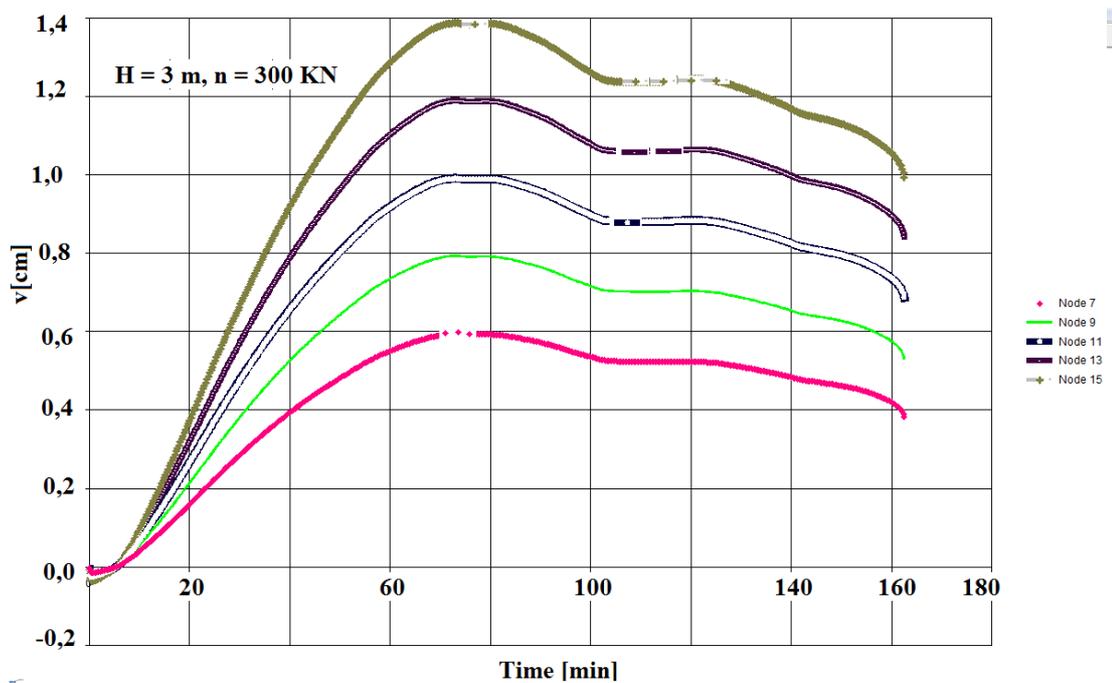


Figure 2.36 Déplacement vertical pour cinq nœuds de la colonne B<sub>1</sub>

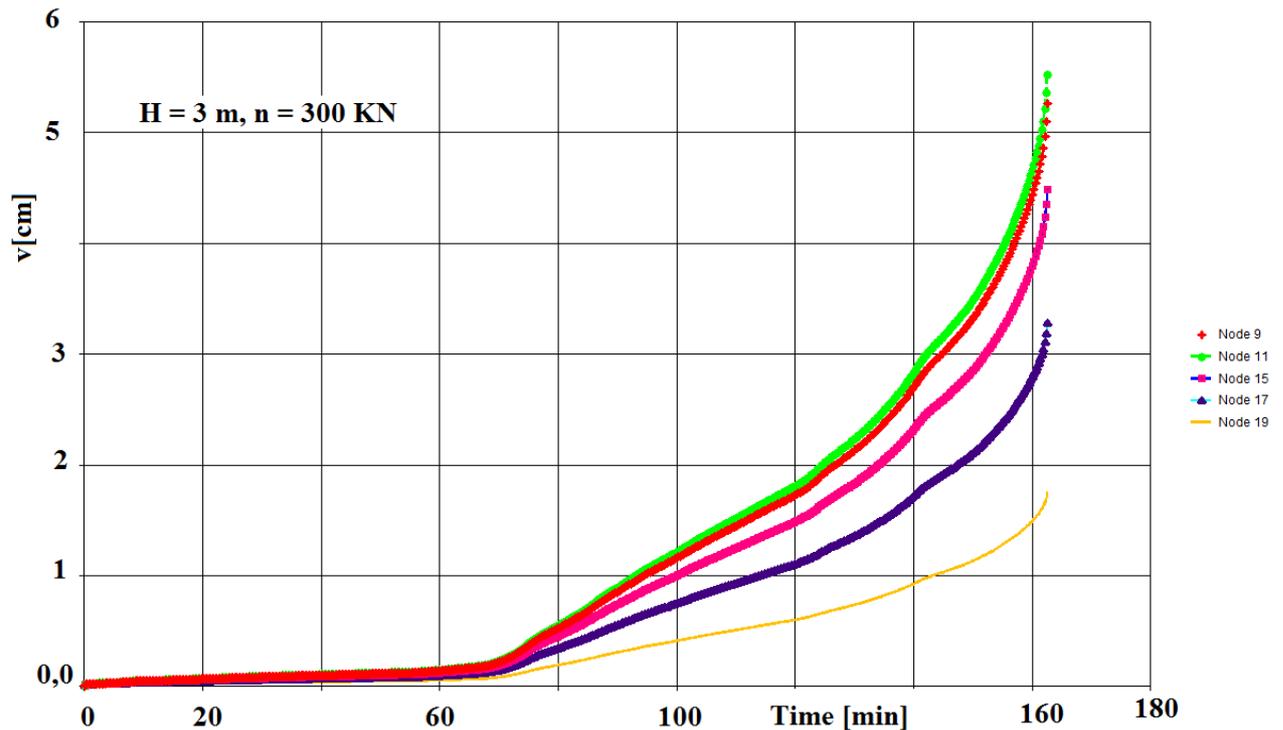


Figure 2.37 Déplacement latéral pour cinq nœuds de la colonne B<sub>1</sub>

Nous pouvons dire que la colonne B<sub>1</sub> a un meilleur comportement au feu ( $R_f = 162\text{min. } 33\text{ sec} = 2\text{ h } 42\text{min } 33\text{sec}$ ) par comparaison à toutes les autres colonnes que nous avons étudiées. Ce qui s'explique par la nature de la charge qui lui est appliquée (centrée et sa valeur est la plus faible).

## 5. ANALYSE MECANIQUE A TEMPERATURE ORDINAIRE

### 5.1. Déplacement vertical à froid (de la colonne D<sub>6</sub>)

A température ordinaire, la figure 2.38 montre, que l'effort appliqué donne des déplacements négatifs insignifiants (compression). Il n'y a pas de risque de flambement dans ces conditions, en d'autres termes avant l'application de la sollicitation thermique la capacité portante de la colonne, lui permet de reprendre l'effort appliqué (800 k N).

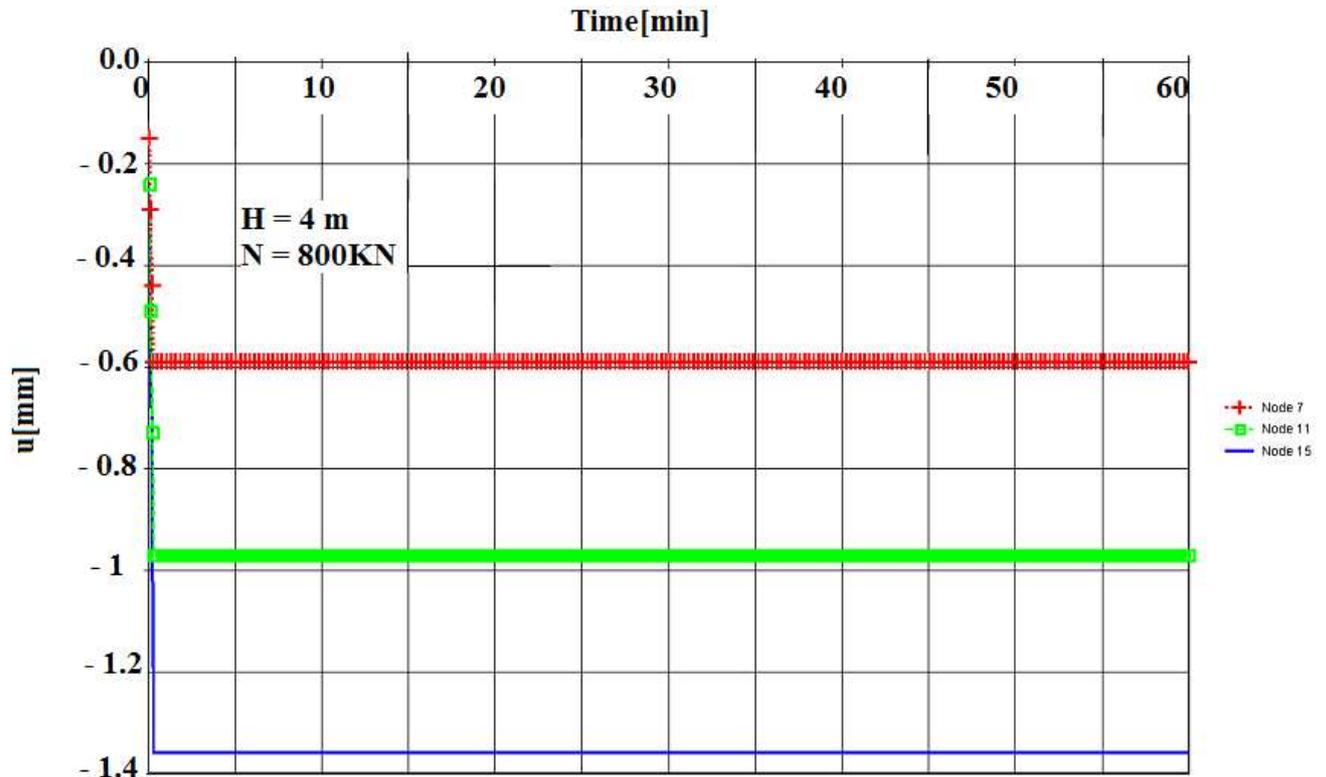


Figure 2.38: Déplacements verticaux à froid de la colonne  $D_6$

## 6. CONCLUSIONS

Les résultats de la simulation numérique des colonnes en béton armé nous ont permis de faire les observations suivantes :

- L'accroissement de la sollicitation thermique a causé une dégradation des caractéristiques des matériaux tels que le module tangent et la contrainte.
- Il a été constaté au niveau de la zone centrale de la section (point C) un endommagement du béton (contrainte nulle), ce qui est dû à une dilatation forcée.
- La contrainte de résistance qui est une caractéristique mécanique du matériau (béton ou acier) qui agit quand l'élément est assujéti à une attaque extérieure (charge et feu pour notre cas) s'est réduite continuellement jusqu'à une valeur nulle.
- Il y a eu également apparition de déplacements axiaux et latéraux et aussi des rotations au niveau des éléments des poteaux.

- l'augmentation de la hauteur influe sur le temps de ruine. une colonne en béton ordinaire de 3m de hauteur peut résister plus de deux heures.
- La charge a un effet important en cas d'incendie, plus la charge augmente et plus la résistance au feu diminue, ce qui est tout à fait logique car les caractéristiques mécaniques des matériaux se dégradent dans ces conditions.
- L'excentricité provoque une diminution de la résistance au feu des colonnes à cause du moment résultant, entraînant la déstabilisation de la colonne.

## REFERENCES

- [DEN, 07] Denoël. J. F, « Sécurité incendie et construction en béton», *FEBELCEM*, 2007
- [AHM, 99] AHMED G.N., HURST. J.P., « Modeling pore pressure , Moisture, and Temperature in high-strength concrete columns exposed to fire», *Fire technology*, vol.35,N°.3, 1999
- [ENV, 94] ENV 1994 1-2, EUROCODE 4. *Calcul des structures mixtes acier-béton :Règles générales, Calcul du comportement au feu*, Partie 1-2. 2005
- [GAW, 04] GAWĘSKA HAGER, Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques, Thèse de doctorat l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et l'Ecole Polytechnique de Cracovie, 2004
- [PHA, 00] Phan. L. T, Carino N.J., «Fire performance of high strength concrete», research needs, congress Philadelphia, 2000
- [KÜT, 99] Kützing Lars, «Fire Resistance of High Performance Concrete with Fibre Cocktails», *LACER* No. 4, 1999
- [KOD, 06] KODUR V.K.R. , MCGRATH. R., «Effect of silica fume and lateral confinement on fire endurance of high strength concrete columns», *Canadian journal of civil engineering*, 2006; 33
- [SUL, 01] Sullivan P J E, «Deterioration and spalling of high strength concrete under fire», University London, *shore technology*, 2001/074
- [FRA, 05] Franssen J-M. «SAFIR, A Thermal/Structural Program Modeling Structures under Fire», *Engineering Journal*, A.I.S.C., Vol 42, No. 3, 143-158, 2005
- [FRA, 87] Franssen J-M, Contributions à la modélisation des incendies et de leurs effets sur les bâtiments, thèse de doctorat, Université de Liège. 1987

- [JEO, 03] Jeong. H., Characterization of slab behavior and related material properties due to temperatures and moisture effects, Thesis Phd Texas A M & University, 2003
- [ZHA, 06] ZHANG G., LEE A-H., LEE H-C, CLINTON M., «Fire safety among the elderly in Western Australia», *Fire safety journal*, ELSEVIER, N°41, 2006 p 57-61
- [BRA, 05] Bratina. S., Čas. B., M. Saje \*, I. Planinc, « Numerical modelling of behaviour of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2», *International Journal of Solids and Structures* 42 (2005), University of Ljubljana [www.elsevier.com](http://www.elsevier.com)
- [BAR, 78] Barthélémy. B.& Kruppa. J., *Résistance au feu des structures béton - acier-bois*, Paris, 1978
- [ENV, 92] ENV 1992 1-2, EUROCODE-2, *Actions sur les structures : Actions générales - Actions sur les structures en béton exposées au feu*, Partie 1-2. 2005
- [ENV, 02] ENV 1991 1-2, EUROCODE 1. *Actions sur les structures: Actions générales- Actions sur les structures exposées au feu*, Partie 1-2. 2002
- [ENV, 92] ENV 1992 1-1 Eurocode 2, *Calcul des structures en béton: Règles générales et règles pour les bâtiments* Partie 1-1
- [FRA, 03] Franssen J.-M. and. Dotreppe J.-C, «Fire Tests and Calculation Methods for Circular Concrete Columns», University of Liege, Belgium, *Fire Technology*, 39, 89–97, 2003
- [Kam, 07] Kamen Aicha, E. Denarié, and E.Brühwiler, «Thermal Effects on Physico-Mechanical Properties of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete», *ACI Materials Journal/July-August* 2007
- [PHA, 97] Phan L. T, Carino and. Garboczi J, E., International Workshop on performance of HIGH- strength concrete, NIST, GAITHERSBURG, MD, Proceedings, 1997
- [KOD, 03] Kodur. V., MCGRATH. R., *Fire Endurance of High Strength Concrete Columns*, Ottawa, Canada, *Fire Technology*, 39, 73–87, 2003
- [FRA, 03] Franssen J.-M., «Special Issue on Properties of Concrete and Behavior of Concrete Columns Subjected to Fire», *Fire Technology*, 39, 5–6, 2003
- [NAD, 06] Nadjai. A., M. O’Gara, «Compartment Masonry Walls in Fire Situations», University of Ulster, Belfast, *Fire Technology*, 42, 211–231, 2006
- [LIE, 92] Lie T.T.1992, «Résistance au feu des structures» : Progrès récents, *Article paru dans Canadian Consulting Engineer* , p 26-27
- [NIS, 96] NIST Building & Fire Research Laboratory, Project Summaries 1996
- [MOS,09] Mostafaei H., Sultan M.A., Bénichou N., Recent developments on structural fire performance engineering - a state-of-the-art report, NRC-CNRC, Canada, January 26, 2009
- [ANN, 08] Annual report 2008 Efectis, [www.efectis.com](http://www.efectis.com)

[ENV, 92] ENV 1992 1-1 Eurocode 2, *Calcul des structures en béton: Règles générales et règles pour les bâtiments* Partie 1-1

[DOT, 97] Dotreppe . J.-C. *Mechanical properties of quenched and self-tempered reinforcing steel at elevated temperatures compared with recommendations of Eurocode 2 - Part 1-2*, Université de Liège, Matériaux et Constructions, Vol. 30, pp 430-438, 1997

[DOW, 05] Downie. B. *Effect of Moisture and Temperature on the Mechanical Properties of Concrete*, Thesis of the requirements for the degree of Master of Science in Mechanical Engineering, Virginia University, 2005

[HER, 00] Hertz K.D., *A Survey of a System of Methods for Fire Safety Design of Traditional Concrete Constructions*, in *Structures in Fire*, J.-M. Franssen Ed., Proceedings of the First International Workshop, Copenhagen, University of Liege, 2000, pp.283–292.

[BAC, 81] Bache H. H., *Densified cement/ Ultra fine particule – based materials* , Présenté à la deuxième conférence internationale sur les super plastifiants dans le béton, 11 – 12 Juin 1981, Ottawa, Canada.

[MAL, 92] Malier Y., *Les bétons à hautes performances, Caractérisation, durabilité, application*, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées 1992.

[AIT, 83] Aitcin P. C., *Condensed silica fume*, Editions de l'Université de Sherbrooke, Québec, Canada, 1983

[SHA, 96] Shah S. P, S. H. Ahmed, *High performance concrete and applications*, London, 1996

[BEN, 05] Benmarce A., *Résistance du béton à haute performance vis à vis du feu*, Thèse de doctorat, Université deBadji Mokhtar Annaba, 2005.

[GID, 09] GiD 9 version, <http://www.gidhome.com/download/>,2009

# **CONCLUSIONS GÉNÉRALES**

**PARTIE II : COMPORTEMENT DES COLONNES EN ACIER  
VIS-A-VIS DU FEU**

**PARTIE III : COMPORTEMENT DES COLONNES EN BETON  
ARMÉ VIS-A-VIS DU FEU**

**1 - CONCLUSIONS CONCERNANT LA PARTIE II**

**2 - CONCLUSIONS CONCERNANT LA PARTIE III**

Les études multi physiques de poteaux en acier avec différentes sections (circulaire, carrée, en I), et aussi des colonnes en béton armé, tenant compte du comportement non linéaire des matériaux, de l'effet des grandes déformations et de la dégradation des matériaux nous a permis de soulever les conclusions suivantes :

## **1 - CONCLUSIONS CONCERNANT LA PARTIE II :**

- Nous notons d'après notre étude, qu'à partir de 60 minutes la température des trois colonnes (circulaire, carrée et en I) à chaque point est égale en moyenne à 939°C. Ceci est en accord avec la littérature [KRU, 04].
- D'après la littérature [KRU, 04] la variation de température dépend de celle du facteur de massivité, ils varient dans le même sens (croissant) jusqu'au temps  $t = 60$  min. Dans notre étude ceci est vérifié à partir de  $t = 60$  min la température garde des valeurs constantes à n'importe quel point des sections d'acier.
- L'élévation des températures, pour une même durée de temps, pour le poteau en I est nettement supérieure par rapport aux deux autres poteaux creux (carré et circulaire). Ce point est en faveur des poteaux creux.
- L'effort de compression (normal) joue un rôle stabilisant au début du chargement thermique jusqu'à l'égalité du déplacement due à l'effort mécanique (effort de compression) et celui de l'action thermique (dilatation). Mais dès que ce point est atteint et vu que les caractéristiques mécaniques se dégradent au fur et à mesure que l'intensité du champ de température augmente cet effort de compression devient dangereux. Ce qui est traduit par la diminution du temps de ruine des poteaux une fois

que l'effort de compression augmente. Ce comportement est commun pour les trois types de section.

- Le module tangent, représentant la rigidité locale ou globale du poteau, diminue au fur et à mesure que la température augmente et il atteint une valeur minimale proche de zéro une fois que la ruine est atteinte.
- Le moment fléchissant dans les poteaux garde une valeur faible constante, jusqu'à un certain niveau de température (de durée) puis il augmente brutalement jusqu'à l'obtention du moment de ruine. La même remarque est soulevée pour le déplacement transversal au milieu du poteau, qui démarre avec une valeur nulle, puis il augmente considérablement jusqu'à la ruine du poteau.
- Le temps de ruine du poteau en I est inférieur à celui des poteaux carré et circulaire, ceci est dû à l'augmentation rapide de la température dans le poteau en I par comparaison avec les deux autres. La ruine des poteaux se retarde en augmentant les dimensions des sections.

## **2 - CONCLUSIONS CONCERNANT LA PARTIE III :**

- En ce qui concerne les colonnes en béton armé, Il a été constaté d'après des études expérimentales récentes, que l'utilisation des additifs avec une proportion adéquate et une bonne disposition des aciers transversaux (rapprochement des cadres, apport d'étriers) éloigne le problème d'écaillage. On a déduit que le béton à haute résistance dans ces conditions, ne risque l'apparition de ce phénomène qu'après de longues durées d'exposition au feu ce qui améliore considérablement sa résistance au feu qui (peut atteindre 6 heures).
- l'augmentation de la hauteur influe sur le temps de ruine. Une colonne en béton ordinaire de 3m de hauteur peut résister plus de deux heures.

- La charge a un effet important en cas d'incendie, plus celle-ci augmente et plus la résistance au feu diminue, ce qui est tout à fait logique car le feu provoque la réduction des caractéristiques mécaniques des matériaux qui entraîne une diminution de la capacité portante du poteau.
- L'excentricité provoque une diminution de la résistance au feu des colonnes à cause du moment résultant, qui entraîne la déstabilisation de la colonne.
- La contrainte de résistance qui est une caractéristique mécanique du matériau (moyen de défense) qui agit quand l'élément considéré (poteau) est assujéti à une attaque extérieure (charge et feu pour notre cas) se réduit continuellement jusqu'à une valeur nulle dans la zone centrale de la section de béton, ceci a été également constaté lors des études expérimentales à l'Université de Liège (béton fissuré dans la zone centrale).
- Par comparaison des deux études numériques concernant les colonnes en acier et en béton armé, la résistance au feu des colonnes en béton est environ 6 fois celle des colonnes en acier.
- Le temps de ruine des colonnes en béton armé est considérablement supérieur à celui des colonnes en acier. Les résultats sont en accord avec la littérature (colonnes en acier [REN, 09], colonnes en béton armé [BRA, 05] [KOD, 06]).

**ANNEXE A**  
**VALEURS DU FACTEUR DE**  
**REDUCTION, FICHIERS DE DONNÉES**  
**DES COLONNES EN ACIER**

**Tableau 1 [REN, 09]**Valeurs du facteur de réduction  $k_y, \theta$  pour les profilés en acier de type IPE

Profil	 $A_m/V$	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6}$ ( $m^3$ )	15 min		Profil	 $A_m/V$	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6}$ ( $m^3$ )	15 min	
			$\theta_a$ ( $^{\circ}C$ )	$K_{y,\theta}$				$\theta_a$ ( $^{\circ}C$ )	$K_{y,\theta}$
IPEA100	452	33,98	713	0.214	IPE270	227	484,0	670	0.301
IPE100	387	39,41	708	0.220	IPEA300	248	541,8	680	0.279
IPEA120	428	49,87	711	0.216	IPE300	216	628,4	664	0.316
IPE120	360	60,73	705	0.224	IPEA330	228	701,9	671	0.298
IPEA140	409	71,60	710	0.218	IPE330	200	804,3	655	0.338
IPE140	335	88,34	702	0.228	IPEA360	211	906,8	662	0.321
IPEA160	382	99,09	708	0.221	IPE360	186	1019	644	0.364
IPE160	310	123,9	698	0.236	IPEA400	200	1144	656	0.335
IPEA180	354	135,3	705	0.225	IPE400	174	1307	635	0.387
IPE180	291	166,4	693	0.246	IPEA450	187	1494	648	0.355
IPEA200	326	181,7	700	0.229	IPE450	162	1702	624	0.411
IPE200	270	220,6	688	0.259	IPEA500	172	1946	635	0.385
IPEA220	298	240,2	695	0.242	IPE500	151	2194	612	0.441
IPE220	254	285,4	683	0.272	IPEA550	160	2475	624	0.413
IPEA240	275	311,6	689	0.255	IPE550	140	2787	598	0.476
IPE240	236	366,6	675	0.289	IPEA600	147	3144	608	0.449
IPEA270	265	412,5	686	0.264	IPE600	129	3512	582	0.524

**Tableau 2** [REN, 09]Valeurs du facteur de réduction  $k_{y, \theta}$  pour les profilés en acier de type HE

Profil	 $A_m/V$	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6}$ ( $m^3$ )	15 min		Profil	 $A_m/V$	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6}$ ( $m^3$ )	15 min	
			$\theta_a$ ( $^{\circ}C$ )	$K_{y,\theta}$				$\theta_a$ ( $^{\circ}C$ )	$K_{y,\theta}$
HE100A	264	83.01	675	0.288	HE220A	195	568.5	630	0.398
HE100B	218	104.20	652	0.344	HE220B	139	827.0	564	0.582
HE100M	116	235.80	533	0.678	HE220M	88	1419.0	454	0.882
HE120A	267	119.5	676	0.288	HE240A	178	744.6	614	0.437
HE120B	209	165.2	639	0.376	HE240B	130	1053.0	548	0.630
HE120M	111	350.6	518	0.723	HE240M	73	2117.0	406	0.986
HE140A	253	173.5	669	0.305	HE260A	171	919.8	606	0.456
HE140B	187	245.4	626	0.409	HE260B	126	1283.0	541	0.653
HE140M	106	493.8	505	0.765	HE260M	72	2524.0	401	0.998
HE160A	234	245.1	659	0.329	HE280A	165	1112	598	0.476
HE160B	169	354.0	607	0.454	HE280B	123	1534	534	0.675
HE160M	100	674.6	488	0.805	HE280M	70	2966.0	396	1.000
HE180A	226	324.9	653	0.341	HE300A	152	1383	582	0.525
HE180B	159	481.4	593	0.492	HE300B	116	1869.0	519	0.719
HE180M	96	883.4	477	0.831	HE300M	60	4078	353	1.000
HE200A	211	429.5	643	0.366	HE320A	141	1628	567	0.572
HE200B	147	642.5	577	0.541	HE320B	110	2149	508	0.756
HE200M	92	1135.0	464	0.859	HE320M	60	4435	353	1.000

**Tableau 3** [REN, 09]Valeurs du facteur de réduction  $k_{y, \theta}$  pour les profilés en acier de type HE

Profil	 $A_m/V$	$W_{pl,v}$ $\times 10^{-6}$ ( $m^3$ )	15 min		Profil	 $A_m/V$	$W_{pl,v}$ $\times 10^{-6}$ ( $m^3$ )	15 min	
			$\theta_a$ ( $^{\circ}C$ )	$K_{y,\theta}$				$\theta_a$ ( $^{\circ}C$ )	$K_{y,\theta}$
HE340A	134	1850	558	0.599	HE600A	102	5350	513	0.738
HE340B	106	2408	501	0.776	HE600B	86	6425	471	0.843
HE340M	60	4718	357	1.000	HE600M	65	8772	401	0.997
HE360A	128	2088	549	0.626	HE650A	100	6136	511	0.746
HE360B	102	2683	495	0.791	HE650B	84	7320	470	0.846
HE360M	61	4989	362	1.000	HE650M	66	9657	407	0.984
HE400A	120	2562	538	0.661	HE700A	96	7032	505	0.764
HE400B	97	3232	486	0.809	HE700B	82	8327	465	0.856
HE400M	61	5571	370	1.000	HE700M	67	10540	413	0.971
HE450A	113	3216	527	0.694	HE800A	94	8699	506	0.762
HE450B	93	3982	479	0.825	HE800B	81	10230	468	0.851
HE450M	62	6331	379	1.000	HE800M	67	12490	422	0.951
HE500A	107	3949	518	0.724	HE900A	90	12580	499	0.782
HE500B	89	4815	472	0.840	HE900B	78	14440	463	0.861
HE500M	63	7094	387	1.000	HE900M	69	16990	431	0.931
HE550A	104	4622	516	0.731	HE1000A	89	12820	499	0.7812
HE550B	88	5591	472	0.841	HE1000B	78	14860	464	0.858
HE550M	64	7933	394	1.000	HE1000M	71	16570	439	0.9137

**Tableau 4** [REN, 09]Valeurs du facteur de réduction  $k_y, \theta$  pour les profilés en acier de type IPN

Profil	 $A_m/V$	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6}$ ( $m^3$ )	15 min		Profil	 $A_m/V$	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6}$ ( $m^3$ )	15 min	
			$\theta_a$ (°C)	$K_{y,\theta}$				$\theta_a$ (°C)	$K_{y,\theta}$
IPN120	313	63.6	698	0.233	IPN300	150	762	611	0.443
IPN140	281	95.4	691	0.250	IPN320	141	914	599	0.472
IPN160	254	136	684	0.268	IPN340	134	1080	588	0.506
IPN180	233	187	675	0.289	IPN360	125	1276	575	0.547
IPN200	214	250	666	0.312	IPN380	120	1482	564	0.580
IPN220	199	324	656	0.335	IPN400	114	1714	553	0.615
IPN240	185	412	646	0.360	IPN450	101	2400	526	0.698
IPN260	172	514	634	0.388	IPN500	91	3240	501	0.776
IPN280	160	632	622	0.416	IPN550	85	4240	481	0.821

**FACTEUR DE REDUCTION** [ZHA, 02]**TABLEAU 5**

Facteurs de réduction de l'acier inoxydable EN 1.4301 à températures élevées

Température de l'acier $\theta$	Facteurs de réduction à température $\theta$ par rapport aux résistances et E à 20 °C			
	$k_{0.2p,\theta} = \frac{f_{0.2p,\theta}}{f_{0.2p,20^\circ\text{C}}}$	$k_{au,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{au,20^\circ\text{C}}}$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}}$	$k_{2\%,\theta}$
20 °C	1.00	1.00	1.00	0.26
100 °C	0.82	0.87	0.96	0.24
200 °C	0.68	0.77	0.92	0.19
300 °C	0.64	0.73	0.88	0.19
400 °C	0.60	0.72	0.84	0.19
500 °C	0.54	0.67	0.80	0.19
600 °C	0.49	0.58	0.76	0.22
700 °C	0.40	0.43	0.71	0.26
800 °C	0.27	0.27	0.63	0.35
900 °C	0.14	0.15	0.45	0.38
1000 °C	0.06	0.07	0.20	0.40

**TABLEAU 6**

Facteurs de réduction de l'acier inoxydable EN 1.4401 à températures élevées [ZHA, 02]

Température de l'acier $\theta$	Facteurs de réduction à température $\theta$ par rapport aux résistances et E à 20 °C			
	$k_{0.2p,\theta} = \frac{f_{0.2p,\theta}}{f_{0.2p,20^{\circ}\text{C}}}$	$k_{au,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{au,20^{\circ}\text{C}}}$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^{\circ}\text{C}}}$	$k_{2\%,\theta}$
20 °C	1.00	1.00	1.00	0.24
100 °C	0.88	0.93	0.96	0.24
200 °C	0.76	0.87	0.92	0.24
300 °C	0.71	0.84	0.88	0.24
400 °C	0.66	0.83	0.84	0.21
500 °C	0.63	0.79	0.80	0.20
600 °C	0.61	0.72	0.76	0.19
700 °C	0.51	0.55	0.71	0.24
800 °C	0.40	0.34	0.63	0.35
900 °C	0.19	0.18	0.45	0.38
1000 °C	0.10	0.09	0.20	0.40

**TABLEAU 7**

Facteurs de réduction de l'acier inoxydable EN 1.4571 à températures élevées [ZHA, 02]

Température de l'acier $\theta$	Facteurs de réduction à température $\theta$ par rapport aux résistances et E à 20 °C			
	$k_{0.2p,\theta} = \frac{f_{0.2p,\theta}}{f_{0.2p,20^{\circ}\text{C}}}$	$k_{au,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{au,20^{\circ}\text{C}}}$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^{\circ}\text{C}}}$	$k_{2\%,\theta}$
20 °C	1.00	1.00	1.00	0.25
100 °C	0.89	0.88	0.96	0.25
200 °C	0.83	0.81	0.92	0.25
300 °C	0.77	0.80	0.88	0.24
400 °C	0.72	0.80	0.84	0.22
500 °C	0.69	0.77	0.80	0.21
600 °C	0.66	0.71	0.76	0.21
700 °C	0.59	0.57	0.71	0.25
800 °C	0.50	0.38	0.63	0.35
900 °C	0.28	0.22	0.45	0.38
1000 °C	0.15	0.11	0.20	0.40

**TABLEAU 8**

Facteurs de réduction de l'acier inoxydable EN 1.4462 à températures élevées [ZHA, 02]

Température de l'acier $\theta$	Facteurs de réduction à température $\theta$ par rapport aux résistances et E à 20 °C			
	$k_{0.2p,\theta} = \frac{f_{0.2p,\theta}}{f_{0.2p,20^\circ\text{C}}}$	$k_{au,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{au,20^\circ\text{C}}}$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}}$	$k_{2\%,\theta}$
20 °C	1.00	1.00	1.00	0.35
100 °C	0.91	0.93	0.96	0.35
200 °C	0.80	0.85	0.92	0.32
300 °C	0.75	0.83	0.88	0.30
400 °C	0.72	0.82	0.84	0.28
500 °C	0.65	0.71	0.80	0.30
600 °C	0.56	0.57	0.76	0.33
700 °C	0.37	0.38	0.71	0.40
800 °C	0.26	0.29	0.63	0.41
900 °C	0.10	0.12	0.45	0.45
1000 °C	0.03	0.04	0.20	0.47

**TABLEAU 9**

Facteurs de réduction de l'acier inoxydable EN 1.4003 à températures élevées [ZHA, 02]

Température de l'acier $\theta$	Facteurs de réduction à température $\theta$ par rapport aux résistances et E à 20 °C			
	$k_{0.2p,\theta} = \frac{f_{0.2p,\theta}}{f_{0.2p,20^\circ\text{C}}}$	$k_{au,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{au,20^\circ\text{C}}}$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}}$	$k_{2\%,\theta}$
20 °C	1.00	1.00	1.00	0.37
100 °C	1.00	0.94	0.96	0.37
200 °C	1.00	0.88	0.92	0.37
300 °C	0.98	0.86	0.88	0.37
400 °C	0.91	0.83	0.84	0.42
500 °C	0.80	0.81	0.80	0.40
600 °C	0.45	0.42	0.76	0.45
700 °C	0.19	0.21	0.71	0.46
800 °C	0.13	0.12	0.63	0.47
900 °C	0.10	0.11	0.45	0.47
1000 °C	0.07	0.09	0.20	0.47

# 1. FICHIERS DE DONNEES DE L'ANALYSE THERMIQUE

## 1.1 COLONNE CIRCULAIRE

```
Ø30 steel section
CERC30DEMI

      NPTTOT 440
      NNODE 57
      NDIM 2
      NDIMMATER 1
      NDDLMAX 1
      EVERY_NODE 1
      END_NDDL
      TEMPERAT
      TETA 0.9
      TINITIAL 20.0
      MAKE.TEM
      LARGEUR11 40000
      LARGEUR12 100
      NORENUM
      CERC30DEMI.tem
      NMAT 1
      ELEMENTS
      SOLID 36
      NG 2
      NVOID 0
      END_ELEM
      NODES_CYL
      NODE 1 0.1423 0
      NODE 2 0.1462 0
      NODE 3 0.1500 0
      NODE 4 0.1423 10
      NODE 5 0.1462 10
      NODE 6 0.1500 10
      NODE 7 0.1423 20
      NODE 8 0.1462 20
      NODE 9 0.1500 20
      NODE 10 0.1423 30
      NODE 11 0.1462 30
      NODE 12 0.1500 30
      NODE 13 0.1423 40
      NODE 14 0.1462 40
      NODE 15 0.1500 40
      NODE 16 0.1423 50
      NODE 17 0.1462 50
      NODE 18 0.1500 50
      NODE 19 0.1423 60
      NODE 20 0.1462 60
      NODE 21 0.1500 60
      NODE 22 0.1423 70
      NODE 23 0.1462 70
      NODE 24 0.1500 70
```

NODE	25	0.1423	80
NODE	26	0.1462	80
NODE	27	0.1500	80
NODE	28	0.1423	90
NODE	29	0.1462	90
NODE	30	0.1500	90
NODE	31	0.1423	100
NODE	32	0.1462	100
NODE	33	0.1500	100
NODE	34	0.1423	110
NODE	35	0.1462	110
NODE	36	0.1500	110
NODE	37	0.1423	120
NODE	38	0.1462	120
NODE	39	0.1500	120
NODE	40	0.1423	130
NODE	41	0.1462	130
NODE	42	0.1500	130
NODE	43	0.1423	140
NODE	44	0.1463	140
NODE	45	0.1500	140
NODE	46	0.1423	150
NODE	47	0.1462	150
NODE	48	0.1500	150
NODE	49	0.1423	160
NODE	50	0.1462	160
NODE	51	0.1500	160
NODE	52	0.1423	170
NODE	53	0.1462	170
NODE	54	0.1500	170
NODE	55	0.1423	180
NODE	56	0.1462	180
NODE	57	0.1500	180

NODELINE	0.003	0.00
YC_ZC	0.000	0.00

FIXATIONS

END\_FIX

NODOFSOLID

ELEM	1	1	4	5	2	1	0.0
ELEM	2	2	5	6	3	1	0.0
ELEM	3	4	7	8	5	1	0.0
ELEM	4	5	8	9	6	1	0.0
ELEM	5	7	10	11	8	1	0.0
ELEM	6	8	11	12	9	1	0.0
ELEM	7	10	13	14	11	1	0.0
ELEM	8	11	14	15	12	1	0.0
ELEM	9	13	16	17	14	1	0.0
ELEM	10	14	17	18	15	1	0.0
ELEM	11	16	19	20	17	1	0.0
ELEM	12	17	20	21	18	1	0.0
ELEM	13	19	22	23	20	1	0.0

```

ELEM 14 20 23 24 21 1 0.0
ELEM 15 22 25 26 23 1 0.0
ELEM 16 23 26 27 24 1 0.0
ELEM 17 25 28 29 26 1 0.0
ELEM 18 26 29 30 27 1 0.0
ELEM 19 28 31 32 29 1 0.0
ELEM 20 29 32 33 30 1 0.0
ELEM 21 31 34 35 32 1 0.0
ELEM 22 32 35 36 33 1 0.0
ELEM 23 34 37 38 35 1 0.0
ELEM 24 35 38 39 36 1 0.0
ELEM 25 37 40 41 38 1 0.0
ELEM 26 38 41 42 39 1 0.0
ELEM 27 40 43 44 41 1 0.0
ELEM 28 41 44 45 42 1 0.0
ELEM 29 43 46 47 44 1 0.0
ELEM 30 44 47 48 45 1 0.0
ELEM 31 46 49 50 47 1 0.0
ELEM 32 47 50 51 48 1 0.0
ELEM 33 49 52 53 50 1 0.0
ELEM 34 50 53 54 51 1 0.0
ELEM 35 52 55 56 53 1 0.0
ELEM 36 53 56 57 54 1 0.0
FRONTIER
  F 2 NO NO FISO NO
  GF 36 NO NO FISO NO 2
END_FRONT
SYMMETRY
  YSYM
END_SYM
PRECISION 1.E-3
MATERIALS
  STEEL EC3
    25. 9. .50
TIME
  20. 3600.
END_TIME
IMPRESSION
TIMEPRINT
  60. 3600.
END_TIMEPR

```

## 2. FICHIERS DE DONNEES DE L'ANALYSE MECANIQUE

### 2.1 COLONNE CIRCULAIRE

A column loaded (Demi section circulaire, see NODELINE in the CERC30DEMI.TEM file)

Input file for SAFIR2004

```

NPTTOT 4840
NNODE 21
NDIM 2
NDIMMATER 1
NDDLMAX 3

```

```

FROM 1 TO 21 STEP 2 NDDL 3
FROM 2 TO 20 STEP 2 NDDL 1
END_NDDL
STATIC PURE_NR
NLOAD 1
OBLIQUE 0
COMEBACK 1.
LARGEUR11 2000
LARGEUR12 100
NORENUM
NMAT 1
ELEMENTS
BEAM 10 1
NG 2
NFIBER 36
END_ELEM
NODES
NODE 1 0.00000 0.00000
GNODE 21 0.00000 3.00000 1
FIXATIONS
BLOCK 1 F0 F0 NO
BLOCK 21 F0 NO NO
END_FIX
NODOFBEAM
CERC30DEMI.tem
TRANSLATE 1 1
END_TRANS
ELEM 1 1 2 3 1
GELEM 10 19 20 21 1 2
PRECISION 1.E-4
LOADS
FUNCTION FLOAD
DISTRBEAM 1 0. -55.51
GDISTRBEAM 10 0. -55.51 1
NODELOAD 21 0. -800000. 0.
END_LOAD
MATERIALS
STEELEC3
210.E9 0.3 275.0E6 1200. 0.
TIME
5. 20.
12. 32.
16. 3600.
ENDTIME
LARGEDISPL
EPSTH
IMPRESSION
TIMEPRINT
1. 3600.
END_TIMEPR
PRINTMN

```

PRINTREACT  
PRNSIGMABM 5 1  
PRINTET 5 2

**ANNEXE B**  
**COLONNES BÉTON ARME,**  
**RÉSULTATS, FICHIERS DE DONNÉES**

# 1. FICHIERS DE DONNEES DE LA COLONNE EN BETON ARME

## 1.1 ANALYSE THERMIQUE

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

\*SAFIR\*

\*2007a\*

\* \*

\* \*

\*

COPY OF THE DATA FILE.

=====  
30x30 Concrete Section  
4 x 4cm<sup>2</sup>  
Cover = 3 cm  
Input file for SAFIR2004

NPTTOT 440  
NNODE 276  
NDIM 2  
NDIMMATER 1  
NDDLMAX 1  
EVERY\_NODE 1  
END\_NDDL  
TEMPERAT  
TETA 0.9  
TINITIAL 20.0  
MAKE.TEM  
LARGEUR11 40000  
LARGEUR12 100  
NORENUM  
C30800.tem  
NMAT 2  
ELEMENTS  
SOLID 242  
NG 2  
NVOID 0  
END\_ELEM  
NODES  
NODE 1 0.0000 0.0000  
GNODE 5 0.0000 0.0800 1  
GNODE 12 0.0000 0.1500 1  
REPEAT 12 0.0100 0.0000 7  
REPEAT 12 0.0200 0.0000 8  
REPEAT 12 0.0100 0.0000 7  
NODELINE 0.15 0.  
YC\_ZC 0.15 0.

```

FIXATIONS
END_FIX
NODOSOLID
  ELEM 1 1 2 14 13 1 0.
GELEM 11 11 12 24 23 1 0. 1
REPEAT 11 12 2
  ELEM 34 37 38 50 49 1 0.
GELEM 39 42 43 55 54 1 0. 1
  ELEM 40 43 44 56 55 2 0.
  ELEM 41 44 45 57 56 2 0.
  ELEM 42 45 46 58 57 1 0.
GELEM 44 47 48 60 59 1 0. 1
REPEAT 11 12 1
  ELEM 56 61 62 74 73 1 0.
GELEM 66 71 72 84 83 1 0. 1
  REPEAT 11 12 11
  ELEM 188 205 206 218 217 1 0.
  GELEM 193 210 211 223 222 1 0. 1
  ELEM 194 211 212 224 223 2 0.
  ELEM 195 212 213 225 224 2 0.
  ELEM 196 213 214 226 225 1 0.
  GELEM 198 215 216 228 227 1 0. 1
  REPEAT 11 12 1
  ELEM 210 229 230 242 241 1 0.
  GELEM 220 239 240 252 251 1 0. 1
  REPEAT 11 12 2
FRONTIER
  F 1 FISO NO NO NO
  GF 11 FISO NO NO NO 1
  F 11 NO FISO NO NO
  GF 242 NO FISO NO NO 11
  F 232 NO NO FISO NO
  GF 242 NO NO F ISO NO 1
END_FRONT
SYMMETRY
  YSYM
END_SYM
PRECISION 1.E-3
MATERIALS
SILCONCEC2
  46. 25. 9. .56
STEELEC3
  25. 9. .50
TIME
  20. 7200.
END_TIME
IMPRESSION
TIMEPRINT
  60. 7200.
END_TIMEPR

```

## 1.2 ANALYSE MECANIQUE

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

\*SAFIR\*

PROGRAM 'SAFIR' Ver. 2007 , 25-06-2008

=====

COPY OF THE DATA FILE.

=====

Input file for SAFIR2004  
NPTTOT 4840  
NNODE 21  
NDIM 2  
NDIMMATER 1  
NDDLMAX 3  
FROM 1 TO 21 STEP 2 NDDL 3  
FROM 2 TO 20 STEP 2 NDDL 1  
END\_NDDL  
STATIC PURE\_NR  
NLOAD 1  
OBLIQUE 0  
COMEBACK 1.  
LARGEUR11 2000  
LARGEUR12 100  
NORENUM  
NMAT 2  
ELEMENTS  
BEAM 10 1  
NG 2  
NFIBER 242  
END\_ELEM  
NODES  
NODE 1 0.00000 0.00000  
GNODE 21 0.00000 3.00000 1  
FIXATIONS  
BLOCK 1 F0 F0 NO  
BLOCK 21 F0 NO NO  
END\_FIX  
NODOFBEAM  
C30800.tem  
TRANSLATE 1 1  
TRANSLATE 2 2

```

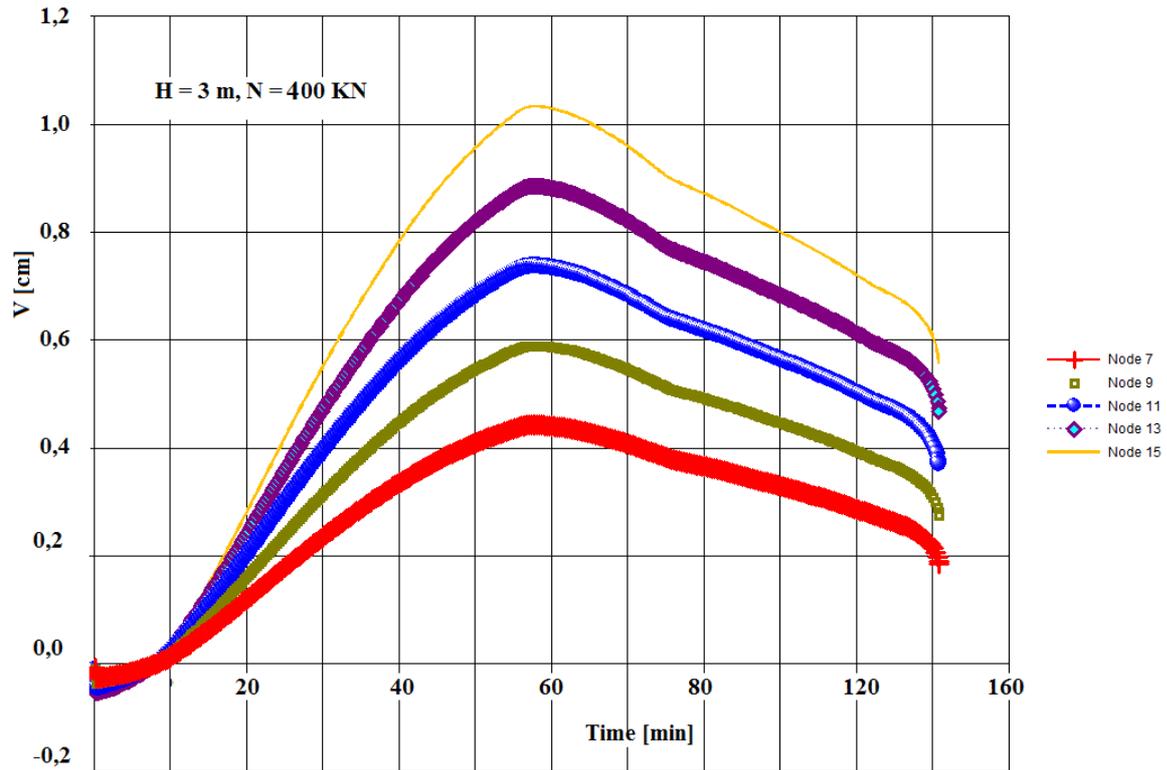
END_TRANS
ELEM 1 1 2 3 1
GELEM 10 19 20 21 1 2
PRECISION 1.E-4
LOADS
FUNCTION FLOAD
DISTRBEAM 1 0. -2250.
GDISTRBEAM 10 0. -2250. 1
NODELOAD 21 0. -500000. 5000.
NODELOAD 1 0. 0. -5000.
END_LOAD
MATERIALS
SILCONCEC2
0.2 25.E6 0. 0.
STEELEC3
210.E9 0.3 500.0E6 1200. 0.
TIME
5. 20.
12. 32.
16. 7200.
ENDTIME
LARGEDISPL
EPSTH
IMPRESSION
TIMEPRINT
1. 7200.
END_TIMEPR
PRINTMN
PRINTREACT
PRNSIGMABM 1 1
PRINTET 10 2

```

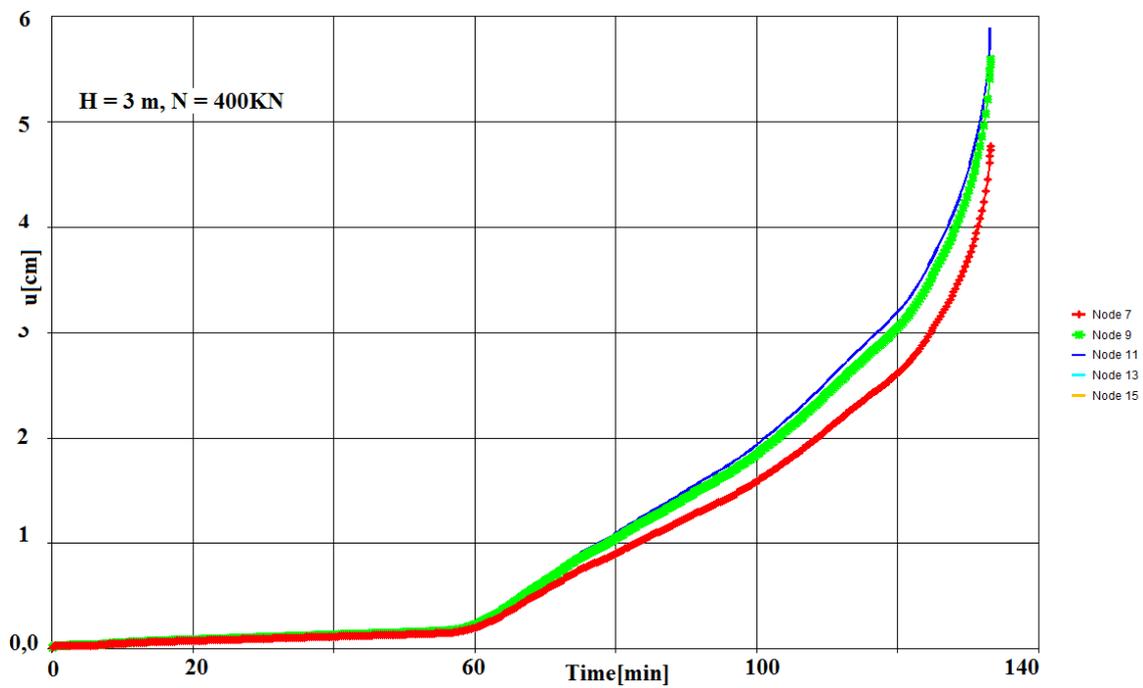
## 2. RESULTATS DE LA COLONNE B<sub>2</sub> et B<sub>6</sub>

### 2. 1 Déformations de la colonne B<sub>2</sub>

Hauteur : H = 3 m, Charge égale à 500KN



**Figure 1** Déplacement vertical des nœuds de la colonne **B<sub>2</sub>**



**Figure 2** : Déplacement Latéral des nœuds de la colonne **B<sub>2</sub>**

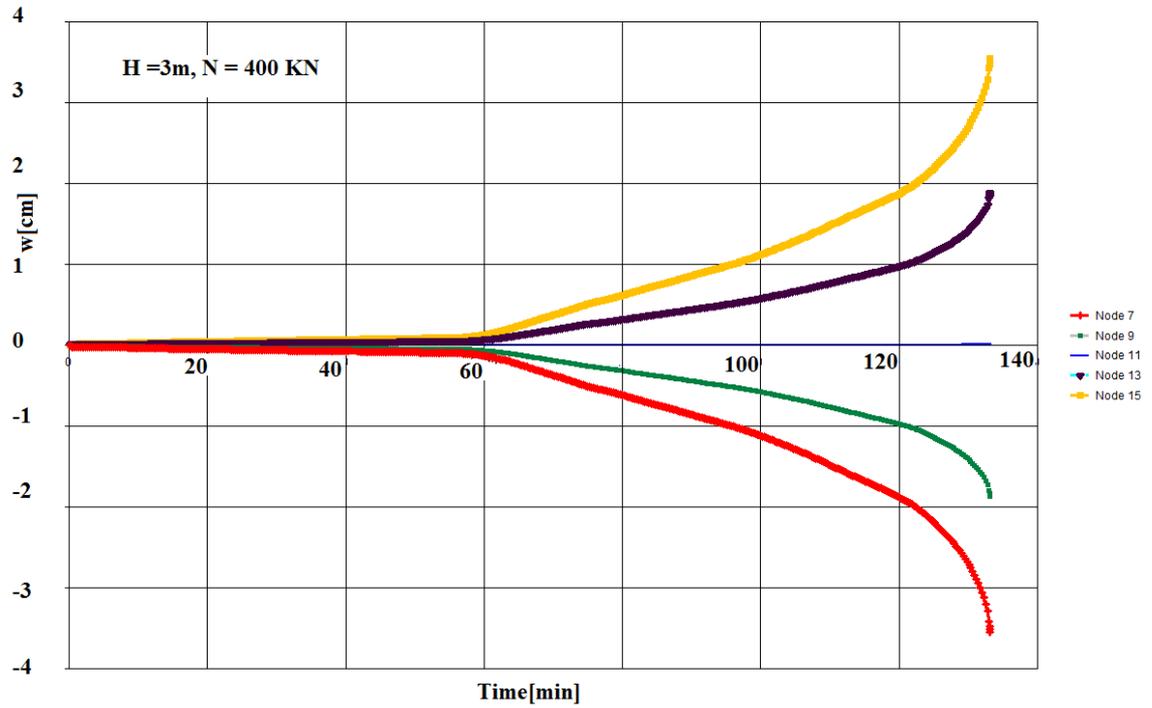


Figure 3 : Rotation des nœuds de la colonne B<sub>2</sub>

## 2.2 Module tangent et contrainte dans la section de béton de la colonne B<sub>2</sub>

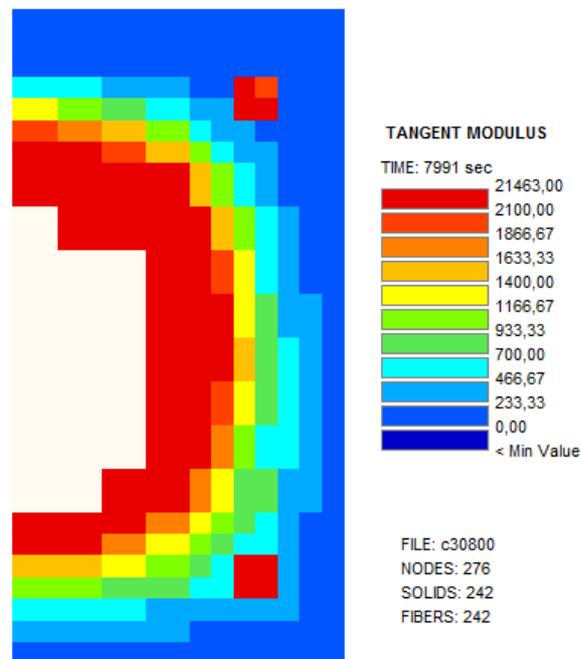
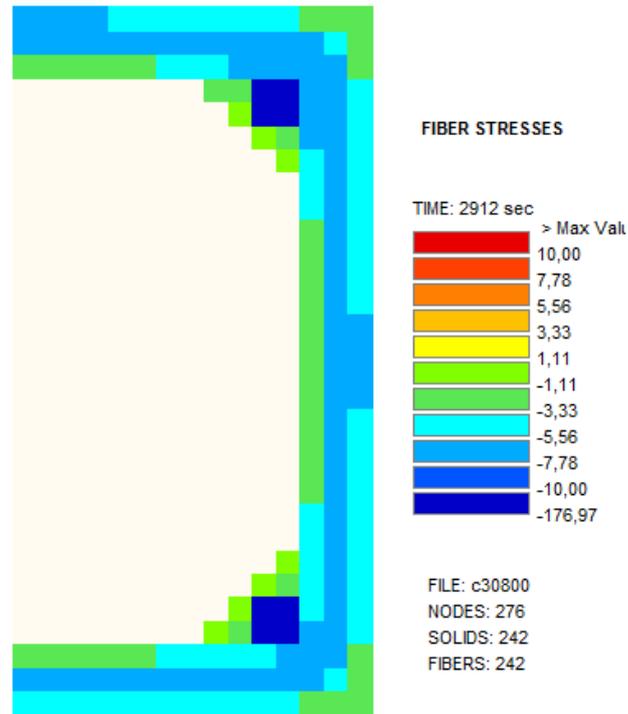
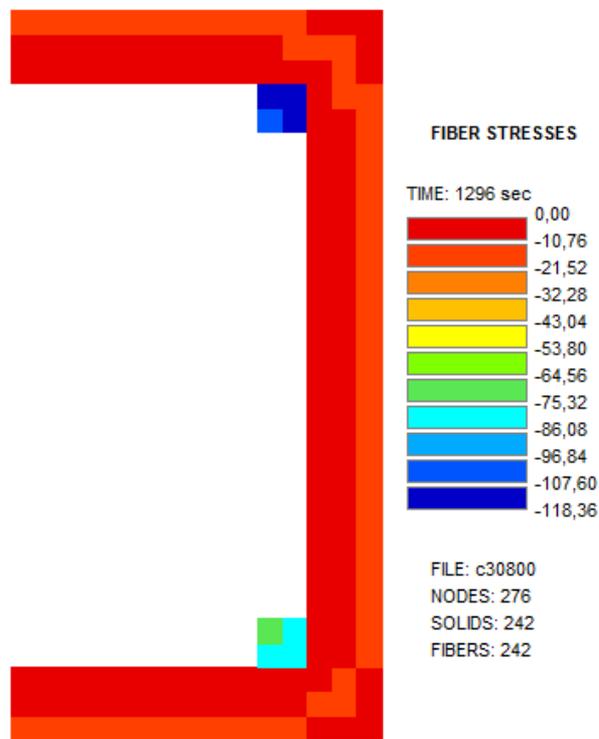


Figure 4 : Module tangent t = 133min1sec



**Figure 5** : Contraintes à t = 48min32sec



**Figure 6** : Contraintes à t = 21min36sec