

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

**MEMOIRE**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER**

*Thème :*

**Comportement thermo mécanique d'un plancher mixte (acier- béton)**

**Domaine : Sciences et Technique**

**Spécialité : GENIE CIVIL**

**OPTION**

**CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES**

**Présenté Par : Kermi Zineb**

**Directeur du Memoire : Dr Otmani Nadia      GRADE : M.C (B) GENIE CIVIL, U B M ANNABA**

Devant le jury:

**PRESIDENT : HADIDANE YAZID**

**EXAMINATEURS : KOUIDER NADIA**

## *Remerciement*

*Pour commencer, je remercie Allah, le tout puissant pour son aide ,sa miséricorde et pour le courage qu'il m'a attribué afin de pouvoir réaliser ce présent travail de fin d'études.*



*J'adresse aussi mes remerciements les plus sincères à mon professeur encadrant madame **OTMANI NADIA** qui s'est donné à fond ,qui était disponible et qui était fidèle à tous les rendez-vous pour l'élaboration de ce mémoire . Son aide,ses conseils fructueux, sa gentillesse et sa sympathie m'ont facilité ma tâche.*

*Je tiens aussi à remercier mes chers parents, que le seigneur les protège et me les garde et ma famille pour tous les sacrifices réservés à mes études et leurs succès.*

*Je serai par le présent travail à témoigner ma reconnaissance à l'équipe pédagogique du département de génie civil qui m'ont beaucoup donné et appris dans ce domaine et au personnel administratif pour son soutien, son guide et ses directives au cours de mon cursus universitaire.*

*Par ailleurs, je remercie les membres de jury qui auront à écouter, apprécier et juger ce travail.*

*Enfin, un remerciement chaleureux à mes chères copines Ghada Imene et Amel ,qui m'ont soutenu et aidé avec leurs encouragements et leurs conseils, et à tout mes amis qui partagent ma joie à chaque réussite.*

## **Résumé**

Il existe une grande probabilité de rencontrer un incendie dans les différents types d'immeubles tels que par exemple les hôtels, les écoles et les hôpitaux ainsi que dans les bâtiments à usage notamment industriels.

La sécurité incendie a pour principal objectif de protéger aussi bien la vie des occupants des locaux concernés que celle des personnels de secours. Elle vise également à préserver l'environnement et à limiter les dommages aux biens (ouvrages et contenu) et économiques (continuité de l'activité). Pour atteindre ces objectifs, différentes mesures respectant les réglementations incendie doivent être mises en œuvre.

La présente étude s'intéresse au comportement au feu de planchers mixtes constitués de poutres en acier avec une dalle en béton. Pour bien cerner le comportement mécanique des planchers mixtes avec poutres métalliques. Dans ce travail, nous nous utilisons le logiciel « SAFIR ». En effet, deux analyses doivent être effectuées : une analyse thermique qui permet la détermination des températures dans la section du plancher, ces températures seront employées dans l'analyse mécanique. Le plancher mixte considéré est constitué de poutres en acier IPE 360 et une dalle en béton. Une partie du plancher mixte est donc considérée. Concernant le chargement mécanique, le plancher est soumis à son poids propre ainsi qu'à 3 charges concentrées dues aux poids des poutrelles disposées dans le sens longitudinal. En plus de ce chargement, une sollicitation thermique est appliquée à la partie inférieure du plancher, cette sollicitation, supposée due à l'incendie ; dans ce travail, est provoquée par un feu normalisé (ISO 834) utilisé par « SAFIR ».

**Mots clés:** Acier, béton, résistance, ruine, incendie.

## **Abstract**

There is a high probability of encountering a fire in the different types of buildings such as hotels, schools and hospitals as well as in industrial buildings.

The main objective of fire safety is to protect both the occupants of the premises concerned and the life of the emergency personnel. It also aims to preserve the environment and limit damage to property (works and content) and economic (continuity of activity). To achieve these objectives, various measures respecting fire regulations must be implemented.

This study investigates the fire behavior of composite floors consisting of steel beams with a concrete slab. To understand the mechanical behavior of composite floors with metal beams. In this work, we use the software "SAFIR". Indeed, two analyzes must be carried out: a thermal analysis which allows the determination of the temperatures in the section of the floor, these temperatures will be used in the mechanical analysis. The mixed floor considered consists of IPE 360 steel beams and a concrete slab. Part of the mixed floor is considered. As regards the mechanical loading, the floor is subjected to its own weight as well as to 3 concentrated loads due to the weight of the beams arranged in the longitudinal direction. In addition to this loading, a thermal stress is applied to the lower part of the floor, this stress, supposedly due to the fire; in this work, is caused by a standardized fire (ISO 834) used by "SAFIR".

**Keywords:** Steel, concrete, resistance, ruin, fire.

## ملخص

هناك احتمال كبير لمواجهة حريق في أنواع مختلفة من المباني مثل الفنادق والمدارس والمستشفيات وكذلك في المباني الصناعية.

الهدف الرئيسي من السلامة من الحرائق هو حماية شاغلي الأماكن المعنية وحياة أفراد الطوارئ. كما تهدف إلى الحفاظ على البيئة والحد من الأضرار التي تلحق بالمتلكات (الأعمال والمحتوى) والاقتصادية (استمرارية النشاط). لتحقيق هذه الأهداف ، يجب تنفيذ مختلف التدابير التي تحترم لوائح مكافحة الحرائق.

تبحث هذه الدراسة في سلوك الحريق للأرضيات المركبة التي تتكون من عوارض فولاذية مع بلاطة خرسانية . لفهم السلوك الميكانيكي للأرضيات المركبة ذات الحزم المعدنية ، في هذا العمل ، نستخدم البرنامج "سافير" .

في الواقع ، يجب إجراء تحليلين: تحليل حراري يسمح بتحديد درجات الحرارة في قسم الأرضية ، وسيتم استخدام هذه درجات الحرارة في التحليل الميكانيكي.

تتكون الأرضية المختلطة من عوارض الصلب (IPE360) وبلاطة خرسانية. يعتبر جزء من الكلمة المختلطة . فيما يتعلق بالتحميل الميكانيكي ، تتعرض الأرضية لوزنها وكذلك إلى 3 أحمال مركزة بسبب وزن الحزم مرتبة في الاتجاه الطولي. بالإضافة إلى هذا التحميل ، يتم تطبيق الإجهاد الحراري على الجزء السفلي من الأرض ، وهذا الإجهاد ، بسبب الحريق ؛ في هذا العمل ، يحدث حريق قياسي يستخدم بواسطة " سافير" .

**الكلمات المفتاحية :** الصلب ، الخرسانة ، المقاومة ، الخراب ، النار

# Liste des figures

<b>Figures</b>	<b>Titre de figure</b>	<b>page</b>
<b>Figure I.1</b>	Triangle du feu	20
<b>Figure I.2</b>	Courbes de feu conventionnelles	21
<b>Figure I.3</b>	Phases de développement d'un incendie	23
<b>Figure I.4</b>	Exemple de feux paramétriques	26
<b>Figure I.5</b>	Evolution de la température lors d'un incendie réel	27
<b>Figure I.6</b>	Exemples de poutres mixtes	33
<b>Figure I.7</b>	Exemple de plancher à tôle profilée collaborante	34
<b>Figure II.1</b>	Plancher mixte type	37
<b>Figure II.2</b>	Evolution de la masse volumique du béton en fonction de la température	39
<b>Figure II.3</b>	Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température selon les eurocodes	39

<b>Figure II.4</b>	Conductivité thermique expérimentale du béton	40
<b>Figure II.5</b>	Conductivité thermique du béton en fonction de la température selon les Eurocodes	41
<b>Figure II.6</b>	Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température	42
<b>Figure II.7</b>	Chaleur spécifique d'une pâte de ciment	42
<b>Figure II.8</b>	Chaleur spécifique du béton en fonction de la température et de la teneur en eau	43
<b>Figure II.9</b>	Dilatation thermique de l'acier	44
<b>Figure II.10</b>	Dilatation thermique du béton	46
<b>Figure II.11</b>	Courbe de traction expérimentale typique d'un acier de construction	47
<b>Figure II.12</b>	Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée	48
<b>Figure II.13</b>	Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée avec écrouissage positif	49
<b>Figure II.14</b>	Coefficients de réduction de l'acier	49
<b>Figure II.15</b>	Courbe de compression simple du béton à 20 °C	51
<b>Figure II.16</b>	Comportement du béton en traction directe	52

<b>Figure II.17</b>	Eclatement du béton suite à un incendie de parking	54
<b>Figure II.18</b>	Courbe contrainte-déformation du béton en compression à température élevée	55
<b>Figure II.19</b>	Déformations du béton en compression en fonction de la température	56
<b>Figure II. 20</b>	Courbes de traction uniaxiale du béton en fonction de la température	57
<b>Figure II.21</b>	Evolution des facteurs de réduction du béton en fonction de la température	57
<b>Figure II.22</b>	Evolution relative de l'énergie de fissuration en fonction de la température	58
<b>Figure IV.1</b>	Discrétisation de la section du plancher mixte	70
<b>Figure IV.2</b>	Visualisation des matériaux	70
<b>Figure IV.3</b>	Température dans la section d'une partie du plancher au bout de 1 minute	71
<b>Figure IV.4</b>	Température dans la section d'une partie du plancher au bout de 5 minutes	71
<b>Figure IV.5</b>	Température dans la section d'une partie du plancher au bout de 15 minutes	72
<b>Figure IV.6</b>	Température dans la section d'une partie du plancher au bout de 30 minutes	73



<b>Figure IV.7</b>	Température dans la section d'une partie du plancher au bout de 40 minutes	73
<b>Figure IV.8</b>	Quelques nœuds dans la section d'une partie du plancher	74
<b>Figure IV.9</b>	Le développement de la température au niveau de quelques nœuds au bout de 40 min	74
<b>Figure V.1</b>	Vue d'une structure mixte acier-béton avec dalle mixte	77
<b>Figure V.2</b>	Schématisation du plancher dans le sens transversal	77
<b>Figure V.3</b>	Allure du plancher après 166 min	78
<b>Figure V.4</b>	Déplacement horizontal dans le nœud 17	79
<b>Figure V.5</b>	Déplacement Vertical au niveau des nœuds 5 et 9	79
<b>Figure V.6</b>	Valeurs du module tangent à $t = 300$ sec (5 min) au milieu de la travée et l'extrémité droite	80
<b>Figure V.7</b>	Valeurs du module tangent à $t = 600$ sec (10min) au milieu de la travée et l'extrémité droite	81
<b>Figure V.8</b>	Valeurs du module tangent à $t = 900$ sec (15min) au milieu de la travée et l'extrémité droite	81
<b>Figure V.9</b>	Valeurs du module tangent au moment de la ruine	82
<b>Figure V.10</b>	Valeurs de la contrainte après $t = 5$ min d'exposition au feu	82

<b>Figure V.11</b>	Valeurs de la contrainte après $t = 10$ min d'exposition au feu	83
<b>Figure V.12</b>	Valeurs de la contrainte au moment de la ruine à l'extrémité gauche (élément 1)	83
<b>Figure V.13</b>	Diagramme du Module Tangent au niveau de la semelle inférieure (zone tendue)	84
<b>Figure V.14</b>	Diagramme du Module Tangent au niveau de la dalle (partie supérieure ou zone comprimée)	85

# Liste des tableaux

<b>Tableau</b>	<b>Titre de tableau</b>	<b>page</b>
<b>Tableau I.1</b>	Valeurs température – temps pour la courbe ISO834	25
<b>Tableau V.1</b>	Caractéristiques géométriques de la section du plancher	78
<b>Tableau V.2</b>	Module Tangent au niveau de la semelle inférieure (zone tendue)	84
<b>Tableau V.3</b>	Module Tangent au niveau de la dalle (partie supérieure ou zone comprimée)	85

# Table des matières

**Remerciement**

**Résumé**

**Table des matières**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Introduction générale.....16**

## **Chapitre I : Etude bibliographique**

Généralité.....	19
I.1. Terminologie feu et incendie.....	19
I.2. Déroulement d'un incendie .....	19
I.2.1. Le triangle du feu.....	19
I.2.2. Définitions d'un incendie.....	20
I.2.3. Le développement d'un incendie.....	22
I.3. Actions thermiques.....	23
I.4. Modélisation d'un incendie.....	24
I.4.1. Feu normalisé ISO834.....	24
I.4.2. Feu extérieur.....	25
I.4.3. Feu paramétrique.....	26
I.4.4. Feu réel.....	26
I.5. Notion de résistance au feu.....	27
I.5.1. Définition de la résistance au feu.....	27
I.5.2. Principe de vérification de la résistance au feu (prévention et protection).....	29
I.5.2.1. Prévention active.....	29
I.5.2.2. Prévention passive.....	30
I.6. Analyse bibliographique sur le comportement au feu des structures en béton et mixte.....	30
I.7. Aperçu général sur le mode de constructions mixte.....	32
I.7.1. Les poutres mixtes.....	33
I.7.2. Les dalles mixtes.....	33

Conclusion.....	34
<b>Chapitre II : Propriétés thermo physiques et thermo mécaniques des matériaux</b>	
Introduction.....	36
II.1.Construction mixte acier – béton.....	36
II.2. Propriétés thermo physiques.....	37
II.2.1. Masse volumique de l’acier et du béton.....	38
II.2.1.1. Acier .....	38
II.2.1.2. Béton .....	38
II.2.2. Conductivité thermique de l’acier et du béton.....	39
II.2.2.1. Acier.....	39
II.2.2.2. Béton.....	40
II.2.3. Chaleur spécifique de l’acier et du béton.....	41
II.2.3.1. Acier.....	41
II.2.3.2. Béton.....	42
II.2.4. Dilatation thermique de l’acier et du béton .....	44
II.2.4.1. Acier.....	44
II.2.4.2. Béton.....	45
II.2.4.2.1. Déformation thermique libre.....	45
II.2.4.2.2. Déformation du fluage thermique transitoire.....	45
II.3. Propriétés mécaniques de l’acier et du béton.....	46
II.3.1. Acier.....	46
II.3.1.1. Courbe contrainte - déformation.....	46
II.3.2. Béton.....	50
II.3.2.1. Comportement du béton à température ambiante.....	51
II.3.2.1.1. Béton en compression.....	51
II.3.2.1.2. Béton en traction.....	52
II.3.2.1.3. Comportement cyclique du béton en traction – compression.....	53
II.3.2.2. Comportement du béton à température élevée.....	53
II.3.2.2.1. Béton en compression sous hautes températures.....	54
II.3.2.2.2. Béton en traction sous hautes températures.....	56
II.3.2.2.3. Energie de fissuration.....	58
Conclusion.....	58

### **Chapitre III : Présentation du projet**

III. Présentation du projet.....	60
----------------------------------	----

### **Chapitre IV : Analyse thermique**

Introduction.....	68
IV.1.Description et performance du logiciel SAFIR .....	68
IV.2. Discrétisation de la section du plancher.....	69
IV.3. Evolution de la température dans le plancher.....	71
IV.4. Evolution de la température au niveau de quelques nœuds.....	74
Conclusion.....	75

### **Chapitre V : Analyse mécanique**

Introduction.....	77
V.1. Modélisation du plancher dans le sens transversal.....	77
V.2. Simulation du plancher.....	78
V.2.1. Comportement mécanique du plancher.....	78
V.2.1.1 Déplacement horizontal.....	79
V.2.1.2 Déplacement Vertical.....	79
V.2.2. Variation du module tangent.....	80
V.2.3. Valeurs des contraintes dans les éléments de la section du plancher.....	82
V.2.4. Caractéristiques mécaniques dans un élément de la section du plancher.....	84
Conclusion.....	86

<b>Conclusions générales.....</b>	<b>88</b>
-----------------------------------	-----------

<b>Bibliographie.....</b>	<b>91.92.93</b>
---------------------------	-----------------

<b>Annexes.....</b>	<b>95.96</b>
---------------------	--------------

**INTRODUCTION  
GENERALE**

### Introduction générale

Il existe une grande probabilité de rencontrer un incendie dans les différents types d'immeubles tels que par exemple les hôtels, les écoles et les hôpitaux ainsi que dans les bâtiments à usage notamment industriels. Cette probabilité ne peut malheureusement jamais être complètement écartée malgré les précautions aussi sévères qu'on peut imaginer. C'est à cause non seulement de l'impossibilité d'écarter d'une manière systématique tous les matériaux combustibles mais aussi dans l'imagination d'un monde à l'abri des défaillances et des malveillances.

La sécurité incendie a pour principal objectif de protéger aussi bien la vie des occupants des locaux concernés que celle des personnels de secours. Elle vise également à préserver l'environnement et à limiter les dommages aux biens (ouvrages et contenu) et économiques (continuité de l'activité). Pour atteindre ces objectifs, différentes mesures respectant les réglementations incendie doivent être mises en œuvre.

La présente étude s'intéresse au comportement au feu de planchers mixtes constitués de poutres en acier avec une dalle en béton. Pour bien cerner le comportement mécanique des planchers mixtes avec poutres métalliques.

- Dans le premier chapitre, nous avons abordé tout d'abord les différentes généralités sur le feu à savoir :
  - Le déroulement de l'incendie basé sur le triangle de feu dont les trois principaux acteurs sont : combustible, carburant, source d'inflammation.
  - Développement de l'incendie qui est essentiellement caractérisé par une phase constante, une phase croissante et la généralisation du feu.
  - Modélisation d'un incendie, elle a été spécifiée par l'Eurocode à savoir un feu ISO834. C'est la sollicitation thermique sur la structure. Son évolution est une fonction du temps. La façon la plus simple de représenter un incendie est d'utiliser des courbes nominales, soit une relation donnant l'évolution de la température des gaz en fonction du temps.
  - Prévention et protection : Le risque d'incendie existera toujours puisqu'il est impossible de ne pas utiliser que des produits incombustibles dans les planchers, aussi le respect et la mise en place d'un ensemble de mesures de prévention adéquates et leur prise en compte dans la conception du plancher sont essentiels pour limiter et



maîtriser le risque incendie. La prévention contre l'incendie est divisée en deux types de protection : - Prévention active ;

- Prévention passive.

- Action thermique que nous avons considérée dans notre travail est basée sur la sollicitation préconisée par les règlements Eurocode à savoir la courbe du feu ISO834.

Dans ce chapitre l'analyse bibliographique que nous avons réalisée a pour but de synthétiser les différents travaux dans le domaine des sollicitations couplés thermo –mécanique pour différents types de matériaux et élément de structures. Quelques approches théoriques ont été appréhendées ainsi que les essais disponibles dans la littérature.

➤ Dans le deuxième chapitre ,nous rappelons les principales définitions relatives au comportement de l'acier et du béton, d'abord à température normale, puis à température élevée. Plusieurs paramètres ont été considérés dans notre analyse selon les modèles spécifiés par l'Eurocode.

- Résistance Béton ordinaire
- Déformation du béton
- Dilatation thermique du béton
- Conductivité thermique du béton
- Résistance de l'acier
- Déformation de l'acier
- Dilatation thermique de l'acier
- Chaleur spécifique de l'acier
- Conductivité thermique de l'acier

➤ Nous consacrons le troisième chapitre à la présentation du projet de notre travail.

➤ Pour le quatrième chapitre son objectif est d'étudier le comportement thermique au feu d'un plancher mixte( poutre en acier et dalle en béton ),l'analyse a été concrétisée par le logiciel SAFIR. Nous avons effectué une analyse thermique qui permet la détermination des températures dans la section du plancher, ces températures seront utilisées dans l'étude de l'analyse mécanique qui nous permet d'évaluer le comportement et les Caractéristiques mécaniques du plancher mixte considéré (module de tangente ,déplacements, contraintes), cette dernière est présentée dans le dernier chapitre.

**Chapitre I :**  
**Généralité sur le feu**

## **Généralité**

Chaque année des millions de personnes décèdent à cause du feu ; ainsi que des dégâts matériels considérables sont enregistrés.

Les objectifs de la sécurité incendie [1] sont la protection efficace contre les risques d'incendie des personnes et des biens, et plus précisément ils concernent :

- La sauvegarde des vies des occupants de l'immeuble.
- La protection des vies des services d'intervention.
- La protection de l'intégrité du bâtiment.
- La sauvegarde des bâtiments adjacents.

Les exigences de base de la protection incendie consistent à :

- Réduire le développement de l'incendie.
- Eviter la propagation du feu.
- Assurer l'évacuation rapide des occupants avec une relative sécurité.
- Faciliter l'intervention du corps des sapeurs pompiers.

### **I.1.Terminologie feu et incendie**

Un feu est une combustion. 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 [2].

### **I.2. Déroulement d'un incendie**

#### **I.2.1. Le triangle du feu**

Pour qu'un feu (une combustion) prenne naissance, trois conditions doivent être réunies Simultanément:

- **Présence d'un combustible** : matière inflammable solide: (bois, charbon, papier..).

Liquide:( essence, alcools...) ; gazeux: (butane, propane...).

- **Présence d'un carburant** : corps qui se combinant avec le combustible qui permet la combustion (oxygène, air, peroxyde...)

- **source d'inflammation** : source d'énergie nécessaire au démarrage de la combustion

(Flamme étincelle décharge électrique...)

Ces trois composantes sont souvent représentées graphiquement sous forme d'un triangle

Appelé triangle du feu [3].



Figure I.1 : Triangle du feu [3]

### I.2.2. Définitions d'un incendie

En tant que phénomène physique, un incendie se définit comme le résultat d'une combinaison chaleur – carburant – oxygène. Une fois qu'il prend naissance dans un compartiment, l'incendie peut évoluer en 4 étapes [ 4, 5] :

- un « pré flashover » se produit si plusieurs matériaux prennent feu. Cependant, dans de nombreux cas, l'incendie s'éteint en raison de la faible quantité de matériaux combustibles ou d'une ventilation insuffisante. Même si cette phase dure plus longtemps que les suivantes, aucun dégât structural n'est observé, ce qui explique qu'elle n'est la plupart du temps pas prise en compte dans la réponse thermique du local concerné ;

- la phase « initiale » a lieu lorsque tous les matériaux combustibles brûlent. Cette phase est souvent provoquée par une intervention humaine telle que l'ouverture d'une fenêtre ou d'une porte. Ce brusque apport d'oxygène permet alors au feu de se propager à tout objet inflammable présent dans le compartiment. On définit ainsi le « flashover » ou l'embrasement généralisé comme la brève transition entre un feu croissant et un feu totalement développé, pouvant se traduire par l'apparition de flammes au niveau des ouvertures du compartiment ;

- la phase d'inflammation ou de combustion correspond à un feu totalement développé. Le taux de transfert thermique atteint un pic, ce qui cause une augmentation très rapide de la température. C'est aussi la période qui génère le plus de dégâts matériels ;
- la phase d'extinction ou de refroidissement est caractérisée par une diminution de la température après un certain temps en raison de l'inertie thermique.

Les trois dernières phases sont souvent représentées par différentes courbes conventionnelles de température des gaz en fonction du temps [4, 6] :

- la courbe normalisée ISO 834 (équation (1)), qui est la plus utilisée, en supposant que l'ensemble des matériaux combustibles sont d'origine cellulosique ;

$$\theta = 20^{\circ}\text{C} + 345 \log_{10}(8t + 1), t \text{ en min} \quad (1)$$

- la courbe de feu extérieur (équation (2)), utilisée sur la façade externe des murs à fonction séparative, pour lesquels la courbe normalisée est jugée trop sévère ;

$$\theta = 20^{\circ}\text{C} + 660(1 - 0.687 e^{-0.32t} - 0.313 e^{-3.8t}), t \text{ en min} \quad (2)$$

- la courbe d'hydrocarbure majorée ou HCM (équation (3)), utilisée lorsque le principal constituant du feu est d'origine pétrochimique ; il s'agit d'une « majoration » de la courbe d'hydrocarbure ou HC (équation (4)).

$$\theta = 20^{\circ}\text{C} + 1280(1 - 0.325 e^{-0.167t} - 0.675 e^{-2.5t}), t \text{ en min} \quad (3)$$

$$\theta = 20^{\circ}\text{C} + 1080(1 - 0.325 e^{-0.167t} - 0.675 e^{-2.5t}), t \text{ en min} \quad (4)$$

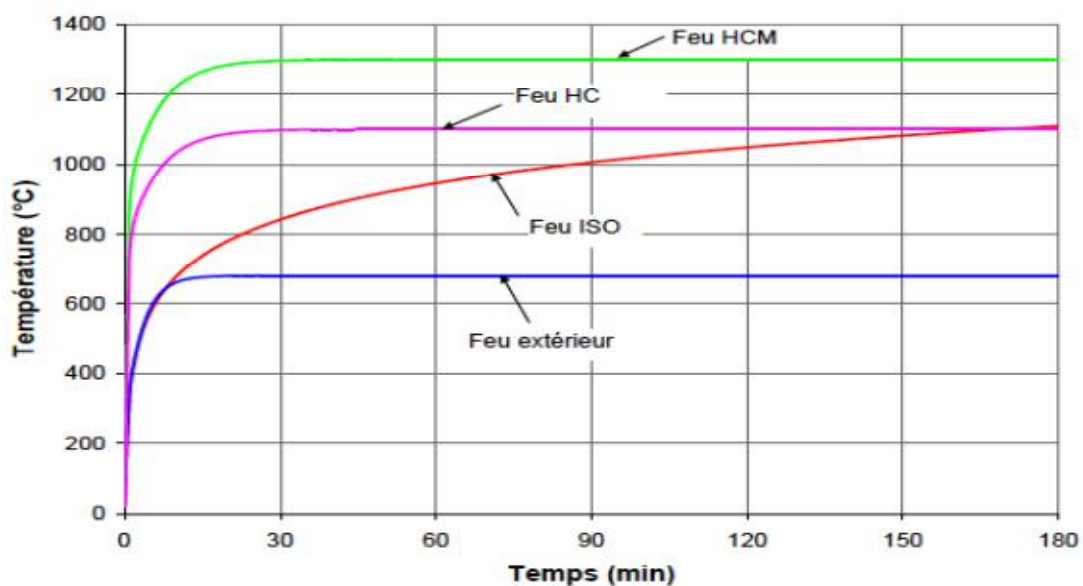


Figure I.2 : Courbes de feu conventionnelles

Ces trois courbes se caractérisent par une montée en température très rapide, et ne présentent pas de phase refroidissement à proprement parler. Sur la courbe de feu ISO, malgré un ralentissement de l'échauffement, la température des gaz augmente indéfiniment, tandis que sur les autres courbes, la température se stabilise au bout de 30 min. Une alternative consiste à utiliser une courbe de feu « réel », dite « paramétrique » ou « paramétrée », en tenant compte de la configuration réelle du compartiment exposé [6].

### **I.2.3. Le développement d'un incendie**

Un incendie comporte une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue [7].

Les caractéristiques d'un incendie réel sont montrées sur la figure (I.3) et comportent :

- **Une phase couvante**

Feu couvant à très basse température avec une durée souvent difficile à estimer.

Cette phase n'est pas montrée sur la (figure I.3).

- **Une phase de croissance appelée « pré-flashover » (feu localisé)**

La durée de cette phase dépend principalement des caractéristiques du compartiment.

Le feu reste localisé jusqu'à une généralisation probable du feu.

- **Un « flashover » (feu généralisé)**

C'est un feu généralisé. Cette phase est généralement très courte.

- **Une phase de « post flashover »**

Cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.

- **Une phase décroissante**

Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé.

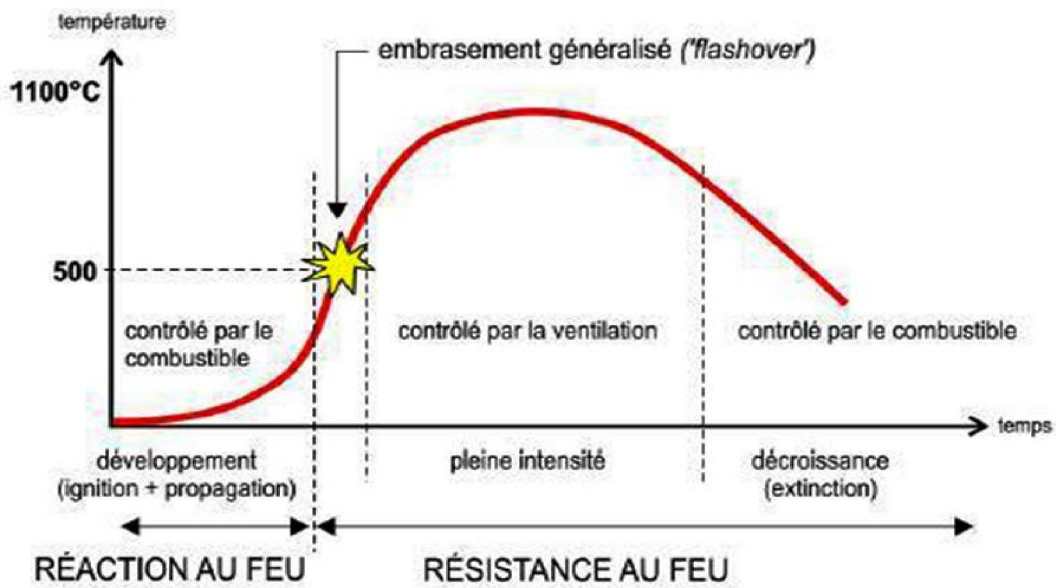


Figure I.3 : Phases de développement d'un incendie [8]

### I.3. Actions thermiques

L'exposition d'un élément structural à un incendie entraîne une augmentation de sa température causée par les 3 modes de transfert thermique que sont la conduction, la convection et le rayonnement :

- la conduction est la capacité d'un matériau à conduire de la chaleur, sans mouvement de matière. Elle est directement liée aux propriétés physiques et thermiques du matériau;
- la convection consiste en des échanges de chaleur entre la surface d'un élément et les fluides environnants. Elle dépend du coefficient de convection  $\alpha c$  ;
- le rayonnement consiste en des échanges d'énergie à distance entre les corps par ondes électromagnétiques. Il dépend de l'émissivité  $\epsilon f$  du feu et de l'émissivité  $\epsilon m$  de la surface de l'élément.

L'énergie définitivement absorbée par l'élément exposé définit le flux thermique net par unité de temps et de surface. Il se compose du flux convectif et du flux radiatif, s'exprime en  $W/m^2$ , et est calculé suivant l'équation (5) [6] :

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (5)$$

La composante de convection est déterminée par l'équation (6) :

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha c (\theta_g - \theta_m) \quad (6)$$

où :

- $\alpha c$  est le coefficient de transfert thermique par convection ;
- $\theta g$  est la température des gaz à proximité de l'élément exposé ;
- $\theta m$  est la température de surface de l'élément.

La composante de rayonnement est déterminée par l'équation (7) :

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \epsilon m \cdot \epsilon f \cdot \sigma [(\theta r + 273)^4 - (\theta m - 273)^4] \quad (7)$$

où :

- $\Phi$  est le facteur de forme ;
- $\epsilon m$  est l'émissivité de la surface de l'élément ;
- $\epsilon f$  est l'émissivité du feu ;
- $\sigma$  est la constante de Stephan Boltzmann ( $= 5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ) ;
- $\theta r$  est la température de rayonnement effectif de l'environnement du feu ( $^{\circ}\text{C}$ ) ;
- $\theta m$  est la température de sur face de l'élément ( $^{\circ}\text{C}$ ).

Le flux thermique net représente les actions thermiques responsables des variations de température de l'élément exposé [6].

Ainsi, afin d'évaluer la température d'un élément en situation d'incendie, il faut déterminer les modes de transfert en jeu et connaître les différentes caractéristiques citées ci-dessus, définies par les normes (Eurocodes en Europe). Dans notre cas, le choix s'est fixé majoritairement sur les données des Eurocodes car l'objectif de la thèse est de donner un outil de modélisation le plus proche possible des applications des bureaux d'ingénierie de la sécurité incendie.

#### **I.4. Modélisation d'un incendie**

La façon la plus simple de représenter un incendie est d'utiliser des courbes nominales, soit une relation donnant l'évolution de la température des gaz en fonction du temps [7]. Des courbes ont été établies à partir de l'expérience sur des feux réels et les plus fréquemment utilisées sont :

##### **I.4.1. Feu normalisé ISO834**

Le feu conventionnel est caractérisé par une température ambiante qui augmente de façon continue avec le temps mais avec un taux de croissance. Une courbe logarithmique est utilisée



en laboratoire pour modéliser le feu la valeur de durée de résistance au feu n'indique pas la durée réelle pendant laquelle une composante résiste dans un incendie de bâtiment .elle constitue une comparaison indiquant la sévérité d'un incendie au quel la composante peut résister [9].

**Tableau I.1** : Valeurs température – temps pour la courbe ISO834 [10]

temps (min)	température (C°)
0	20
5	576
10	678
15	739
30	842
60	945
90	1006
120	1049
180	1110
240	1153
300	1186
360	1214

La courbe standard ISO :  $\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t+1)$

Avec

$\theta_g$  = température des gaz dans le compartiment en °C

t = temps en minutes

#### **I.4.2. Feu extérieur**

Lorsque nous examinons la résistance au feu d'une structure extérieurement, les températures des matériaux du bâtiment seront plus proche des températures d'incendie correspondant, on peut donc utiliser une courbe « d'incendie extérieure ».

La courbe de feu extérieure est une courbe plafonnée à une élévation de la température égale à  $20 + 660$  C°, une température nettement inférieure à la courbe standard. Elle s'applique

directement de l'intérieur du compartiment en feu concerné ou d'un compartiment se trouvant au dessous ou à côté de la face sollicitée [8].

$$\theta_g = 20 + 660.(-0.687e^{-0.32t} - 0.313.e^{-3.8t})$$

Où :  $\theta_g$  = température des gaz dans le compartiment en °C ; t = temps en minutes

### I.4.3. Feu paramétrique

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

Les feux paramétriques sont basés sur l'hypothèse que la température est uniforme dans le compartiment. Ce qui limite leur champ d'application aux conditions de « flashover » dans des compartiments de dimensions modérées. Ils constituent néanmoins un pas significatif vers la considération de la nature réelle d'un feu particulier par rapport aux feux nominaux [11].

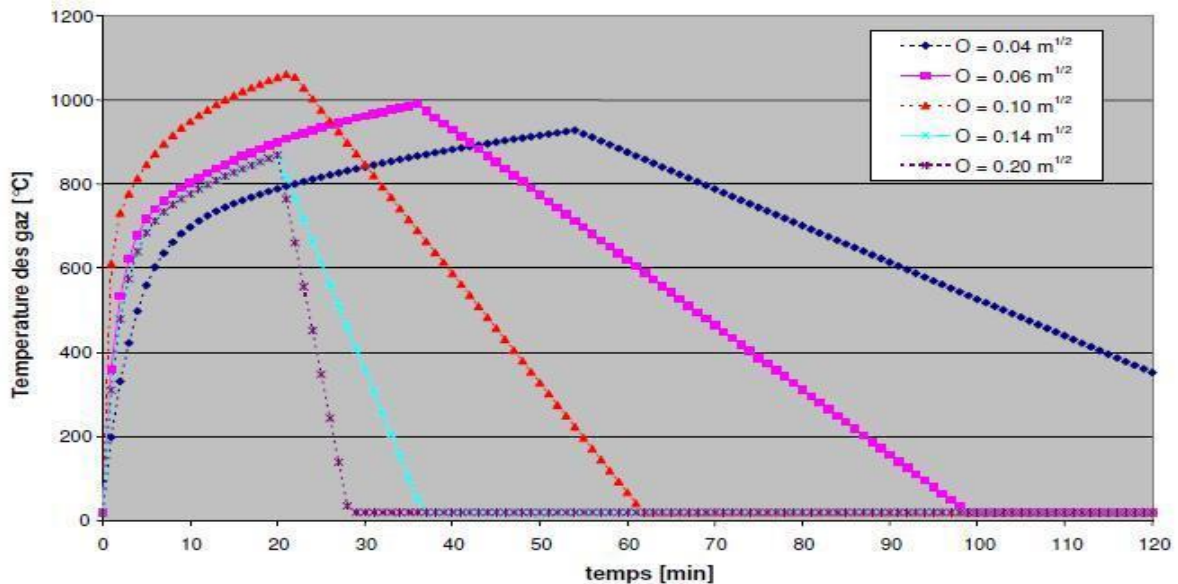


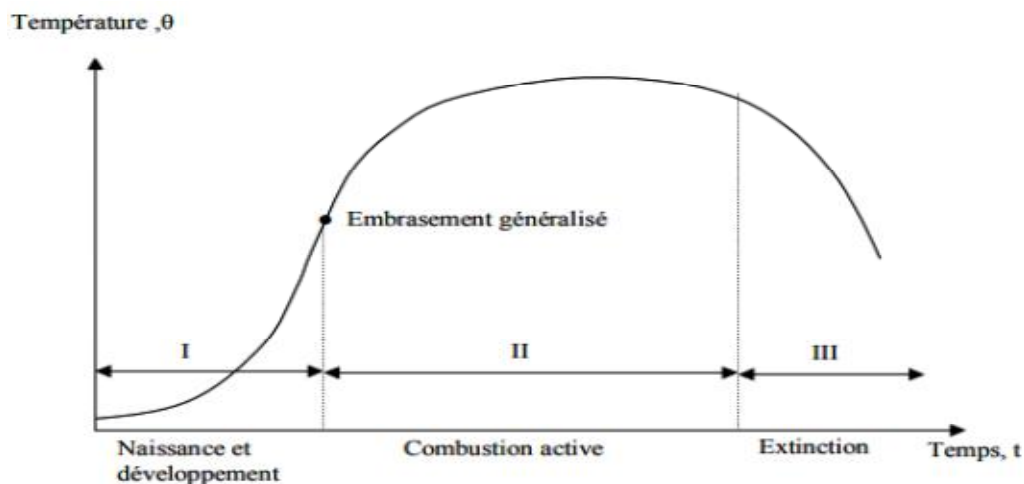
Figure I.4 : Exemple de feux paramétriques [11]

### 1.4.4. Feu réel

Les courbes température-temps naturelles devront être déterminées pour un compartiment spécifique. Si le projet a été mené avec une approche performancielle, la capacité portante ou

la capacité de compartimentage en alternative à la méthode qui fait référence aux classes est vérifiée vis à vis de l'action thermique en utilisant la courbe température-temps naturelle, cette courbe température-temps naturelle peut être déterminée comme suit :

- Modèles d'incendies expérimentaux.
- Modèles d'incendies numériques simplifiés.
- Modèles d'incendies numériques avancés.



**Figure I.5 :** Evolution de la température lors d'un incendie réel

## I.5. Notion de résistance au feu

Les éléments de construction, lorsqu'ils sont soumis à l'action d'un incendie, subissent un accroissement de leur température interne. Etant donné que les propriétés mécaniques (résistance, rigidité...) des matériaux de construction se dégradent au fur et à mesure de l'élévation de température, un élément de structure se déforme et peut même s'effondrer : ce qui entraîne le concept de la durée de résistance au feu.

### I.5.1. Définition de la résistance au feu

La résistance au feu d'un élément de construction, d'un ensemble d'éléments ou d'une construction entière, est définie par la durée pendant laquelle cet élément ou cette construction continue à remplir le rôle qui lui est dévolu malgré l'action de l'incendie. On considère à cet égard diverses résistances au feu. Selon les Eurocodes [1,2,3], la résistance au feu d'un élément de construction est appréciée en fonction des 3 critères à savoir la résistance mécanique, l'étanchéité aux flammes et l'isolation thermique.

La résistance mécanique correspond à l'état limite ultime. On reconnaît comme étant des états limites ultimes :

- l'épuisement de la capacité portante ;
- l'atteinte d'un niveau de déformation (flèche) incompatible au maintien de la fonction portante ;
- la perte d'équilibre par instabilité sous charge.

Pour des poutres ou planchers testés sur four, l'état limite ultime d'après l'EC2 est associé à une valeur limite de la flèche ( $f' \leq 1/30$ ). Vu les résultats souvent erronés dans certains cas, ce critère est associé à une valeur limite de la vitesse de déformation. L'étanchéité aux flammes a pour but d'éviter la propagation directe des flammes à travers des fissures ou ouvertures dans un élément de construction. L'isolation thermique a comme objectif de limiter les températures de la face non exposée de l'élément soumis à l'incendie.

Selon les fonctions remplies par l'élément de construction, un ou plusieurs critères énumérés ci-dessus sont d'application.

- Si l'élément n'a qu'une fonction portante, par exemple un élément d'ossature (poutre ou colonne), c'est uniquement le critère de résistance mécanique qui doit être satisfait.
- Si l'élément n'a qu'une fonction séparant, par exemple une cloison, l'élément doit satisfaire aux critères d'isolation thermique et d'étanchéité aux flammes. Il va de soi qu'un tel élément ne peut s'effondrer prématurément, ce qui signifierait la fin du compartimentage.
- Si l'élément a une fonction portante et une fonction séparant, il doit satisfaire aux 3 critères simultanément.

Pour les éléments de structure n'ayant qu'une fonction porteuse, tels que les poteaux et les poutres, la durée de résistance au feu se définit comme la durée pendant laquelle l'élément, soumis aux conditions de feu conventionnel, est capable de résister à la charge mécanique applicable à la situation d'incendie.

Compte tenu du caractère conventionnel de la courbe thermique normalisée, la durée de résistance au feu est aussi essentiellement une quantité conventionnelle. Elle ne doit pas être interprétée comme le temps disponible pour évacuer un bâtiment, mais comme un moyen pratique, suffisamment représentatif, pour classer les éléments de construction vis-à-vis de

leur performance au feu. Les exigences de résistance au feu dépendent des circonstances (comme la hauteur et l'occupation du bâtiment, la charge d'incendie) et diffèrent sensiblement d'un pays à l'autre. Les quatre valeurs les plus couramment utilisées dans la réglementation incendie européenne sont 30, 60, 90 et 120 minutes (R30, R60, R90 et R120), cette dernière représente un maximum pratique.

### **I.5.2.Principe de vérification de la résistance au feu (prévention et protection)**

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

La prévention contre l'incendie est divisée en deux types de protection :

#### **I.5.2.1.Prévention active**

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

Le feu doit être détecté au plus tôt pour être combattu efficacement. L'ensemble des protections actives doit être efficace dans les deux premières phases de développement du sinistre [7].

Nous présentons quelques dispositifs de protection active :

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

### I.5.2.2. Prévention passive

La protection passive regroupe les moyens mis en œuvre pour limiter les effets de structures du feu.

- Résistance au feu des matériaux ou dispositifs coupe-feu et pare flammes, emploi de matériaux avec différentes réactions ou résistances au feu.
- Conception résistante au feu comme spécifiés dans les réglementations.

### I.6. Analyse bibliographique sur le comportement au feu des structures en béton et mixte

Notre analyse bibliographique a pour but de synthétiser les différents travaux dans le domaine des sollicitations couplés thermo – mécanique pour différents types de matériaux et élément de structures mixtes . Quelques approches théoriques ont été appréhendé ainsi que les essais disponibles dans la littérature.

**Daniel Joyeux [12]** : Considère que l'incendie est une action accidentelle, n'intervient pas comme charge supplémentaire dans les combinaisons de charge, mais agit indirectement en modifiant les caractéristiques mécaniques des matériaux, qui sont fonction de la température. L'auteur spécifie donc que l'action due à un incendie n'est pas une action mécanique mais plutôt une action thermique. La courbe température – temps (dites courbe conventionnelle) est obtenue selon des essais. C'est une courbe monotone et croissante, donc elle n'admet pas de limite. La réglementation définit alors la stabilité des éléments de structure pour des durées dont la plage varie entre 15 minutes et 6 heures. L'auteur présente et commente le flux de chaleur des éléments métalliques non protégés défini par l'EUROCODE 1. En se basant sur l'hypothèse que la masse volumique de l'acier est indépendante de la température l'auteur argumente les lois de variation de la chaleur spécifique et de la conductivité thermique caractérisant l'acier fonction de la température. Le facteur de massivité est analysé selon que l'élément de structure soit protégé ou non ainsi que l'exposition de celui-ci vis-à-vis du feu. L'importance de la protection des éléments de structure en acier est montrée, cette protection translate le seuil de température avant la perte de stabilité.

**Jean Marie Aribert [13]** : En se fixant comme objectif l'optimisation du dimensionnement (en particulier le pourcentage d'armature longitudinale) pour obtenir la résistance au feu donnée en évitant une protection extérieure (peinture intumescente, produit projeté). L'annexe H de l'en 1994 -1-2 préconise une méthode de calcul de la charge de flambement à l'incendie, éventuellement avec un certain excentrement , un calcul préalable est du champ des

températures pour une durée de résistance au feu est concrétisé au préalable. La méthode de calcul ne tient pas compte des imperfections structurales des poteaux (défauts de rectitudes, contrainte résiduelles.....), ni des effets du second ordre. A La base de ces insuffisances la méthode peut conduire à des résultats relativement in sécuritaires au delà d'un certain élanement.

L'utilisation d'un logiciel SISMEF développé au CTICM « version incendie » adaptée aux poteaux mixtes à profils creux » Ce logiciel utilise :

- Une formulation Lagrangienne actualisée (grands déplacements nécessitant une résolution incrémentale avec, à chaque pas, une procédure itérative de type Newton Raphson.
- Prise en compte du glissement acier-béton (connexion complète ou partielle, ou encore absence d'adhérence mécanique)
- Comportement non linéaire des matériaux (acier, béton, connexion) incluant ce comportement avec la température (dans la situation d'incendie), de la dilatation thermique des matériaux, du fluage de l'acier.....

Elément finis à deux nœuds de connexion répartie spécialement développé pour la discrétisation des poteaux à profil creux en supposant :

- Un glissement acier-béton uniforme dans toute la section (pas de décollement acier béton)
- Une fonction d'interpolation linéaire du glissement en coordonnée curviligne entre les nœuds i et j de l'élément.

Cette approche est confrontée en modélisant l'élément avec différentes conditions aux limites à des essais les déplacements en tête du poteau, les déformées transversales à mi-hauteur et les résultats sont très concluant. Cette étude être introduite comme nouvelle annexe H, dans le guide Français de compléments non contradictoire et annexes alternatives, associé aux annexe nationales en1993-1-2 et en1994-1-2.

**D. Dhima [14]** : Propose une méthode simplifiée pour la vérification de la résistance d'un élément à la condition d'incendie. L'auteur spécifie que la résistance au feu(température uniforme) est assurée si la température de cet élément, après une durée d'incendie est inférieure à sa température critique. Une procédure de détermination de la température critique est proposée selon la norme XP ENV 1993-1-2 présentée selon différente

sollicitations de l'élément (élément simplement fléchi sans risque de déversement, élément comprimé ou fléchi avec risque de déversement, élément comprimé fléchi). L'approche permet de vérifier les éléments nus ou protégés. Dans le cas où l'élément est protégé cette procédure évalue l'épaisseur de la couche de protection.

**Bo Wu, Yu- ye Xu [15]** : L'auteur analyse le comportement structurel des poteaux dont la section est sous influence du feu avec différentes conditions aux limites sous une sollicitation axiale et excentrée. L'analyse est réalisée en élément fini. Le développement des contraintes internes ainsi que la déformation au milieu de l'élément sont analysés. Les sections analysées mettent en évidence un accroissement des forces axiales supplémentaires dans des colonnes de béton armé dont les conditions aux limites peuvent représenter des encastresments sous une sollicitation de feu, cet accroissement peut atteindre approximativement 65-70 % des forces axiales dans des colonnes à température ambiante. L'augmentation de la déformation à mi hauteur du poteau avec une contrainte en rotation est plus lente sans contrainte rotative.

### **I.7. Aperçu général sur le mode de constructions mixte**

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale. Bien que ceux-ci soient de natures différentes, ils se complètent fort opportunément:

- le béton est tout indiqué pour résister à la compression tandis que l'acier est mieux adapté pour transmettre des efforts de traction
- l'élançement des éléments en acier les rend sensibles au flambement par flexion, au flambement par flexion-torsion et au voilement local tandis que la présence du béton permet de limiter l'apparition de ces formes d'instabilité
- le béton recouvrant l'acier met celui-ci à l'abri de la corrosion
- le béton constitue une bonne protection contre l'incendie car, grâce à la plus grande inertie thermique du béton, l'acier s'échauffe moins rapidement et une redistribution des efforts s'opère de l'acier (plus chaud) vers le béton (plus froid)
- grâce à sa ductilité, l'acier confère à la construction mixte une très bonne capacité de déformation plastique.

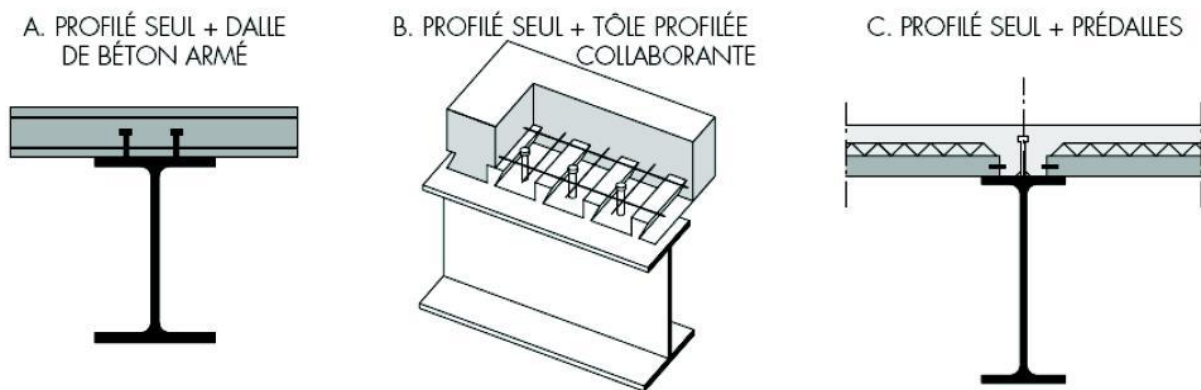


### 1.7.1. Les poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton. Elles peuvent être :

- des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

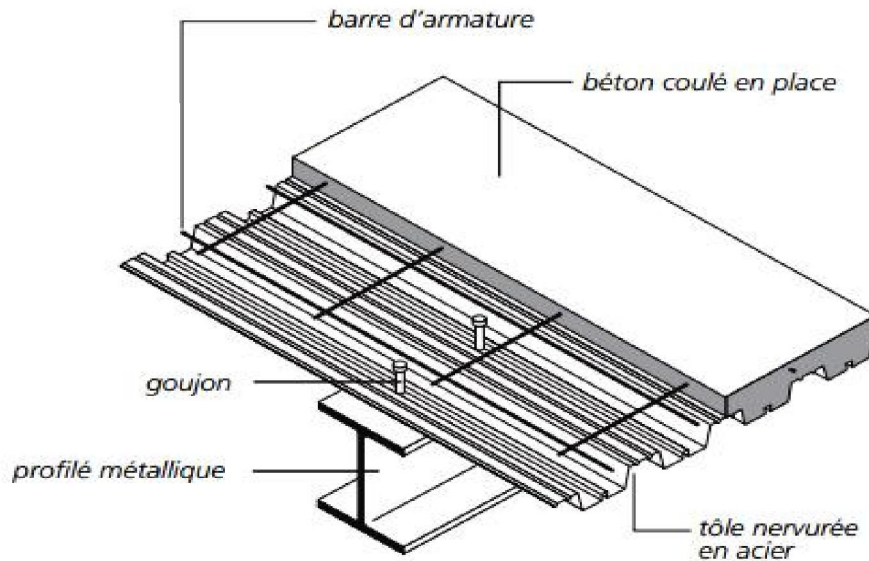
Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton comme illustré sur la (figure I.6) Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles.



**Figure I.6 :**Exemples de poutres mixtes [16,17]

### 1.7.2. Les dalles mixtes

Une dalle mixte comporte une tôle mince profilée en acier conçue pour développer une collaboration structurale efficace avec le béton du plancher qu'elle va recevoir . Les dalles mixtes sont tout indiquées pour les applications dans les bâtiments en acier où elles peuvent , moyennant une connexion , développer une action composite avec les poutres de plancher en acier ( figure I.7).



**Figure I.7 :**Exemple de plancher à tôle profilée collaborante

Des dalles mixtes peuvent développer une action composite avec des poutres faites d'autres matériaux , tels , par exemple , le béton armé ou le bois .

Les tôles profilées assurent diverses fonctions :

- elles offrent une surface de travail lors de la construction
- elles servent de coffrage lors du bétonnage du plancher
- elles jouent le rôle d'armature inférieure pour le béton de la dalle .

### Conclusion

Dans ce chapitre nous avons résumé les principales généralités du feu, le déroulement ,la définition ,le développement ainsi que les différents types de modélisation des incendies. Nous avons détaillé la notion de résistance au feu avec son principe de vérification (prévention et protection).

Nous avons aussi relaté dans l'analyse bibliographique des structures en béton et mixte les différents travaux dans le domaine du comportement au feu ainsi que les différentes approches théoriques au niveau des règlements . En parlant d'une manière générale sur la construction métallique, ou on a distingué deux types principaux d'éléments mixtes à savoir les poutres mixtes et les dalles mixtes. La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion .

**Chapitre II :**  
**Propriétés thermo  
physiques et thermo  
mécaniques des matériaux**

**Introduction**

Une propriété de matériau est une grandeur intensive généralement avec une unité de mesure qui peut être utilisée comme métrique de la valeur pour comparer les avantages d'un matériau plutôt qu'un autre dans un choix de matériaux.

Le béton aujourd'hui est le matériau le plus répandu et presque irremplaçable dans le domaine du génie civil. Il n'existe pas de matériau qui pourrait prendre le relais pour constituer la très grande majorité des pieux, semelles de fondations, murs de soutènement, parois et ossatures de bâtiments, ponts et autres ouvrages. Le béton armé est un matériau complexe constitué par la réunion de deux matériaux « simples » : le béton et l'acier disposés de façon à utiliser d'une manière économique et rationnelle les résistances propres de chacun d'eux. Le béton qui doit son nom au bitume du Moyen-Orient, est connu depuis plusieurs milliers d'années.

Aujourd'hui, aussi les aciers sont des matériaux d'un grand intérêt industriel en raison de leur large gamme d'emploi. La métallurgie, l'industrie mécanique, l'industrie du bâtiment considèrent et utilisent différents aciers comme matériau de base. La sidérurgie fournit aux différentes branches industrielles des aciers de toutes nuances sous forme de produits plats ou longs adaptés aux besoins des utilisateurs qui leur feront subir des transformations mécaniques et des traitements thermiques divers.

**II.1. Construction mixte acier – béton**

Une structure est dite mixte lorsque ses différents éléments sont constitués de plusieurs matériaux. Par exemple, un profilé en acier peut être partiellement ou totalement enrobé de béton armé, formant ainsi un poteau ou une poutre mixte acier-béton. Il existe également dans la construction des planchers composés de poutres en acier connectées à des dalles en béton armé. Ce type de construction permet de tirer profit de chacun des matériaux tout en compensant leurs points faibles.

L'association d'une poutre métallique à une dalle en béton armé permet alors d'augmenter l'inertie de la section globale considérée, pour former une poutre mixte. Ce concept peut être élargi à des planchers mixtes dont les dalles sont constituées d'un bac en acier laminé à froid à profil trapézoïdal ou rentrant, sur lequel est coulé du béton (figure II.1).

Le bac acier, lié à la dalle au moyen d'indentations, joue un rôle d'armatures. Il renforce le ferrailage, en s'ajoutant aux treillis soudés disposés dans le béton de la partie pleine de la

dalle, et à d'éventuelles barres d'acier individuelles au niveau des ondes. Le centre de gravité du ferrailage d'une dalle mixte est donc situé très bas par rapport à une dalle en béton armé conventionnelle. Par ailleurs, ce type de plancher nécessite beaucoup moins de béton qu'en construction en béton armé traditionnelle. Les bacs acier ne nécessitent pas d'étalement, permettant ainsi des économies de temps de construction, par rapport à des ouvrages avec des dalles en béton armé [18]. Ces nombreux avantages expliquent l'utilisation croissante de la construction mixte.

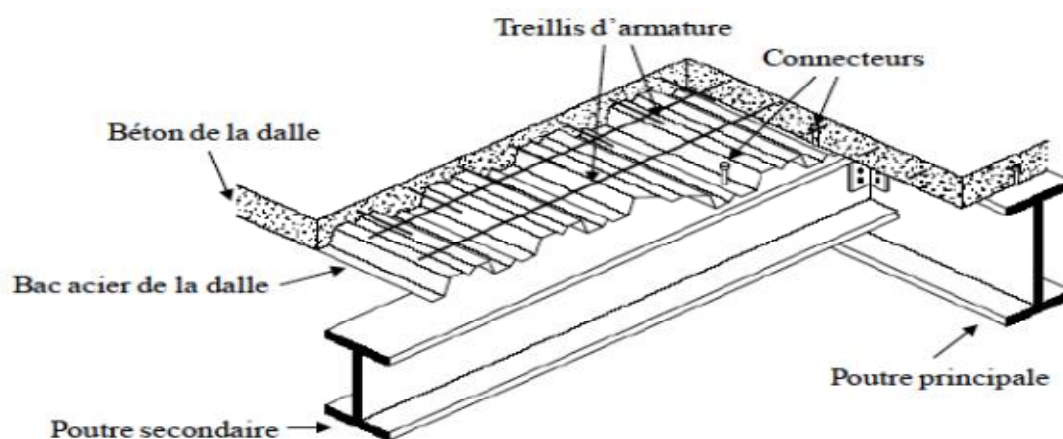


Figure II.1 : Plancher mixte type [19]

A l'interface poutre métallique – dalle, une connexion efficace doit :

- transférer les efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle et le profilé métallique ;
- empêcher le soulèvement de la dalle dû à sa tendance à se séparer du profilé ;
- réduire le glissement entre la dalle et la poutre.

La connexion peut être réalisée par différents types de connecteurs en acier le long de l'interface dalle – profilé, soudés au profilé et enrobés de béton. Les connecteurs sont sollicités par un effort rasant et un effort de traction causé par le soulèvement de la dalle. Le comportement mécanique des connecteurs est caractérisé par la résistance, la raideur et la ductilité [20].

## II.2. Propriétés thermo physiques

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

- la masse volumique du matériau  $\rho$  ;

- la conductivité thermique du matériau  $\lambda$  qui représente la quantité de chaleur nécessaire pour élever d'1 °C 1 m d'épaisseur de ce matériau en 1 s ;
- la chaleur spécifique du matériau  $c$  qui représente la quantité de chaleur nécessaire pour élever d'1 °C la température d'1 kg de ce matériau.

Les propriétés thermiques de l'acier sont connues, ce qui nous permet de ne présenter que les lois conventionnelles de ce matériau.

Le béton est un matériau hétérogène composé :

- de ciment (de 25 à 40 %) et d'eau d'une part, dont le mélange forme une pâte ;
- de granulats à diamètre variable d'autre part, liés par la pâte de ciment.

Son comportement complexe, induit par ses différents constituants, nous amène à présenter quelques lois expérimentales en plus des lois conventionnelles.

### II.2.1. Masse volumique de l'acier et du béton

#### II.2.1.1. Acier

Conventionnellement, la masse volumique de l'acier  $\rho_a$  est considérée comme indépendante de la température, et  $\rho_a = 7\,850 \text{ kg/m}^3$  [21, 22].

#### II.2.1.2. Béton

L'échauffement du béton conduit à une évaporation de l'eau qu'il contient, ce qui provoque une diminution de la teneur en eau, et donc de la masse volumique. En notant  $\theta_c$  la température du béton, l'en 1992-1-2 [23] propose la variation thermique de la masse volumique  $\rho_c$  décrite ci-dessous :

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \text{ si } \theta_a \leq 115^\circ\text{C} \quad (8)$$

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \cdot \left(1 - 0.02 \frac{\theta_c - 115}{85}\right) \text{ si } 115^\circ\text{C} < \theta_a \leq 200^\circ\text{C} \quad (9)$$

$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \cdot \left(0.98 - 0.03 \frac{\theta_c - 200}{200}\right) \text{ si } 200^\circ\text{C} < \theta_a \leq 400^\circ\text{C} \quad (10)$$

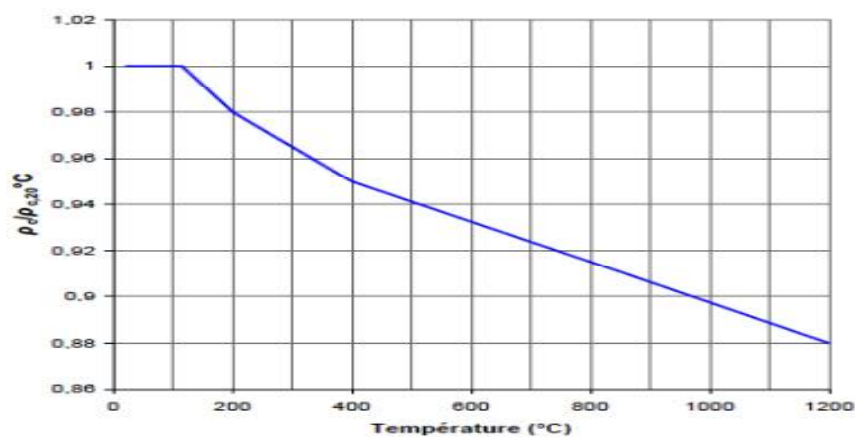
$$\rho_c = \rho_{c,20^\circ\text{C}} \cdot \left(0.95 - 0.07 \frac{\theta_c - 400}{800}\right) \text{ si } \theta_a > 400^\circ\text{C} \quad (11)$$

En partant des valeurs données par l'en 1994-1-2 [22], soit :

- $\rho_{c,NC,20^\circ\text{C}} = 2\,300 \text{ kg/m}^3$  pour du béton de masse volumique courante ou NC (Normal weight Concrete) ;

- $\rho_c, LC, 20^\circ C$  comprise entre 1 600 et 2 000 kg/m<sup>3</sup> pour du béton léger ou LC (Light weight Concrete) ;

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



**Figure II.2 :** Evolution de la masse volumique du béton en fonction de la température

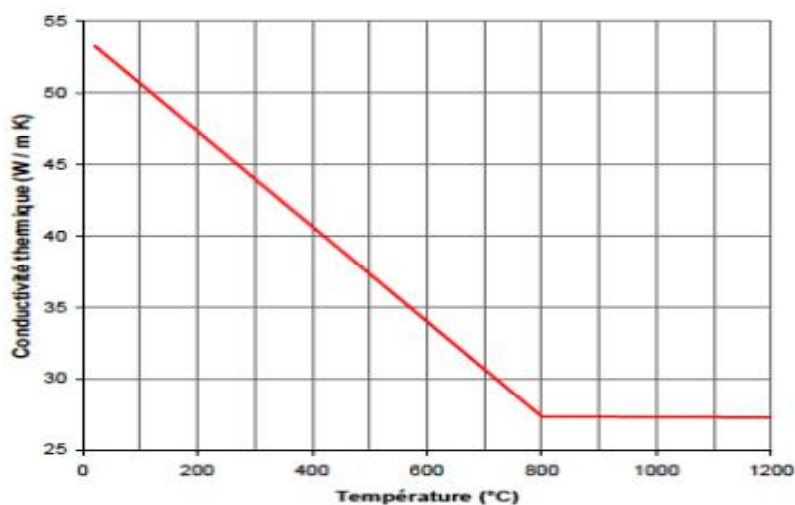
## II.2.2. Conductivité thermique de l'acier et du béton

### II.2.2.1. Acier

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

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \cdot 10^{-2} \theta_a \text{ si } \theta_a \leq 800 \text{ } ^\circ C \text{ (12)}$$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1} \text{ si } \theta_a > 800 \text{ } ^\circ C \text{ (13)}$$

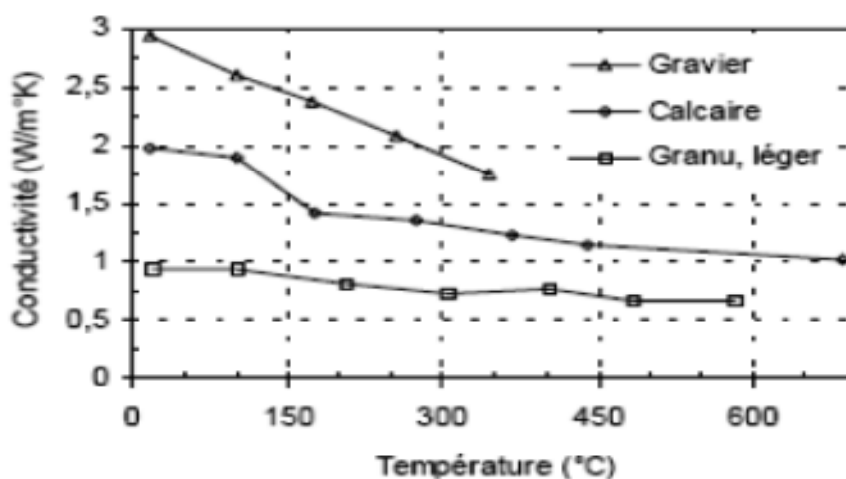


**Figure II.3:** Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température selon les eurocodes

### II.2.2.2. Béton

Les travaux réalisés par Collet et al[24] sur la conductivité thermique du béton ont montré qu'elle est une fonction décroissante de la température, et qu'elle dépend :

- de la teneur en eau ;
- du type de granulat :
  - marquée pour des granulats silico-calcaires;
  - faible pour des granulats calcaires ;
  - très faible pour du béton léger ;
- de la formulation du béton (figure II.4).



**Figure II.4:** Conductivité thermique expérimentale du béton [24]

Selon les Eurocodes en 1992-1-2 [23] et en 1994-1-2 [22], la conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton de masse volumique courante ou NC (Normal weight Concrete) a une limite supérieure et une limite inférieure définies par les deux fonctions suivantes :

- limite supérieure :

$$\lambda_c = 2 - 2,451 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_c + 1,07 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c^2 \quad (14)$$

- limite inférieure :

$$\lambda_c = 1,36 - 1,36 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_c + 5,7 \cdot 10^{-7} \cdot \theta_c^2 \quad (15)$$

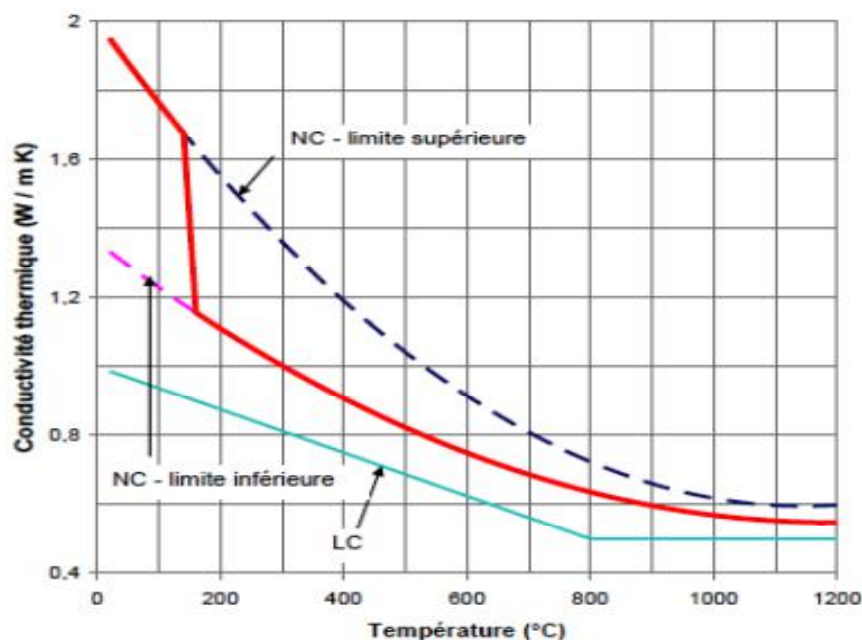
L'Annexe Nationale française de l'en 1994-1-2 [22] propose une définition de  $\lambda_c$  par sa limite supérieure pour des températures inférieures à 140 °C, et sa limite inférieure pour des températures supérieures à 160 °C, ces deux branches paraboliques étant reliées par un segment pour des températures comprises entre 140 °C et 160 °C (figure II.5).



La conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton léger ou LC (Light weight Concrete) quant à elle est définie par l'en 1994-1-2 [22] :

$$\lambda_c = 1 - \left(\frac{\theta_c}{1600}\right) \quad \text{si } \theta_a \leq 800 \text{ °C} \quad (16)$$

$$\lambda_c = 0,5 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1} \text{ si } \theta_a > 800 \text{ °C} \quad (17)$$



**Figure II.5 :** Conductivité thermique du béton en fonction de la température selon les Eurocodes

Tout en constituant une « simplification » du comportement réel du béton, ces lois analytiques sont assez proches des courbes expérimentales, si l'on compare les (figure II.4 et figure II.5)

On peut noter que le béton conduit nettement moins la chaleur que l'acier, le rapport  $\lambda_a/\lambda_c$  passant de 27 (à 20 °C) à 50 (à 1 200 °C).

### II.2.3. Chaleur spécifique de l'acier et du béton

#### II.2.3.1. Acier

La chaleur spécifique de l'acier  $c_a$  peut s'exprimer de 4 façons suivant l'intervalle de température considéré [21, 22] :

$$c_a = 2,22 \cdot 10^{-6}\theta_a^3 - 1,69 \cdot 10^{-3}\theta_a^2 + 7,73 \cdot 10^{-1}\theta_a + 425 \quad \text{si } \theta_a \leq 600 \text{ °C} \quad (18)$$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \text{ si } 600 \text{ °C} < \theta_a \leq 700 \text{ °C} \text{ si } 600 \text{ °C} < \theta_a \leq 735 \text{ °C} \quad (19)$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{si } 735 \text{ °C} < \theta_a \leq 900 \text{ °C} \quad (20)$$

$$Ca = 650 \text{ J Kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \text{ si } \theta > 900^\circ\text{C} \quad (20)$$

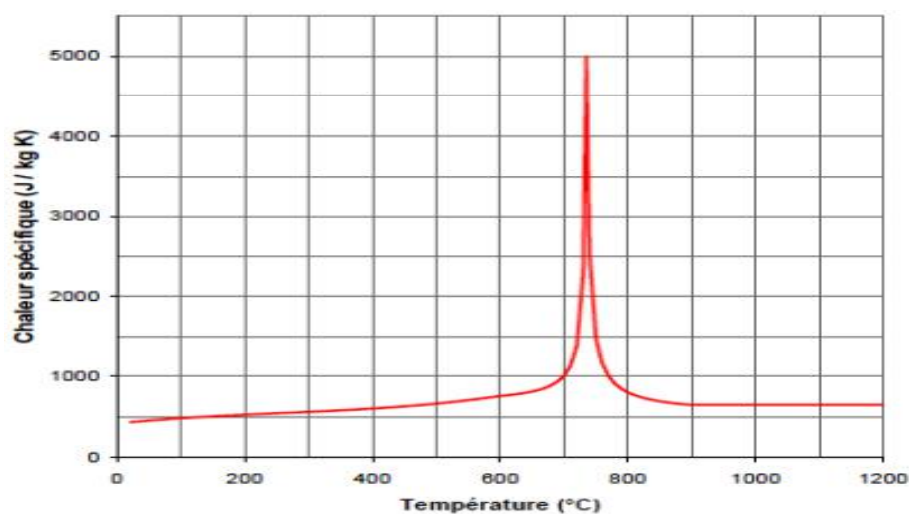


Figure II.6 : Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température

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

### II.2.3.2. Béton

Une évolution de la chaleur spécifique d'une pâte de ciment a été proposée par Harmathy [25]. Elle montre que la quantité de chaleur nécessaire pour échauffer la pâte est une fonction croissante de la teneur en eau. Elle met également en évidence plusieurs pics, dont le premier est atteint entre  $100^\circ\text{C}$  et  $200^\circ\text{C}$ , ce qui correspond à l'évaporation de l'eau libre. Le deuxième pic se situe autour de  $500^\circ\text{C}$ , et est associé à la déshydratation de l'hydroxyde de calcium [26]. Le troisième pic, observé entre  $700^\circ\text{C}$  et  $800^\circ\text{C}$ , est probablement lié à la déshydratation du ciment [26].

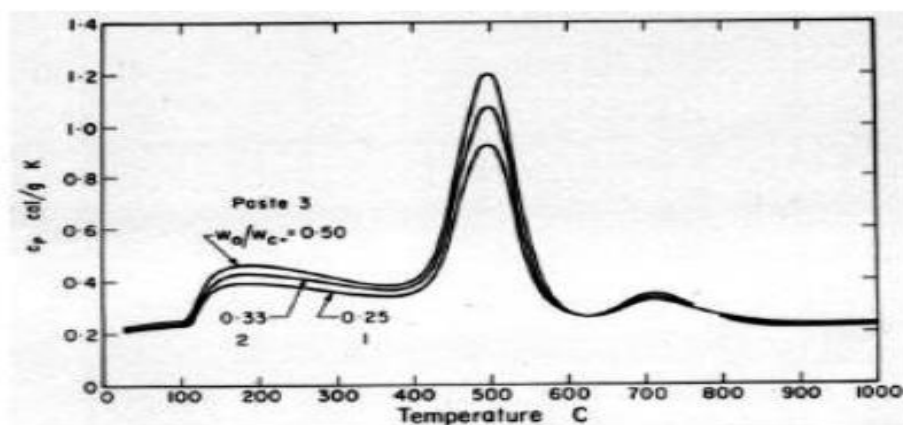


Figure II.7 : Chaleur spécifique d'une pâte de ciment [25]

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

$$C_c = 900 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \text{ si } \theta_c \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (22)$$

$$C_c = 900 + (\theta_c - 100) = 800 + \theta_c \text{ si } 100 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (23)$$

$$C_c = 1000 + (\theta_c - 200) / 2 = 900 + \theta_c / 2 \quad \text{si } 200 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (24)$$

$$c_c = 1100 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1} \text{ si } \theta_c > 400 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (25)$$

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

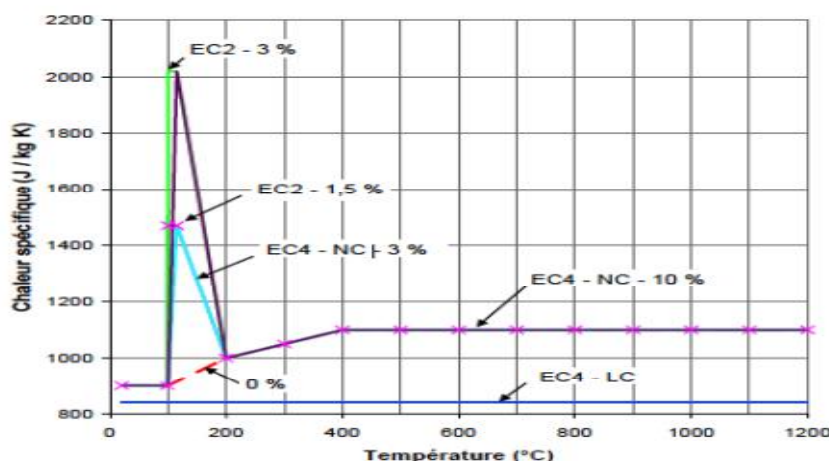
- pour une teneur en eau de 0 % du poids du béton :  $C_{peak} = 900 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$  ;
- pour une teneur en eau de 1,5 % :  $C_{peak} = 1470 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$  ;
- pour une teneur en eau de 3 % :  $C_{peak} = 2020 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ .

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

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

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

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



**Figure II.8** : Chaleur spécifique du béton en fonction de la température et de la teneur en eau

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

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

## II.2.4. Dilatation thermique de l'acier et du béton

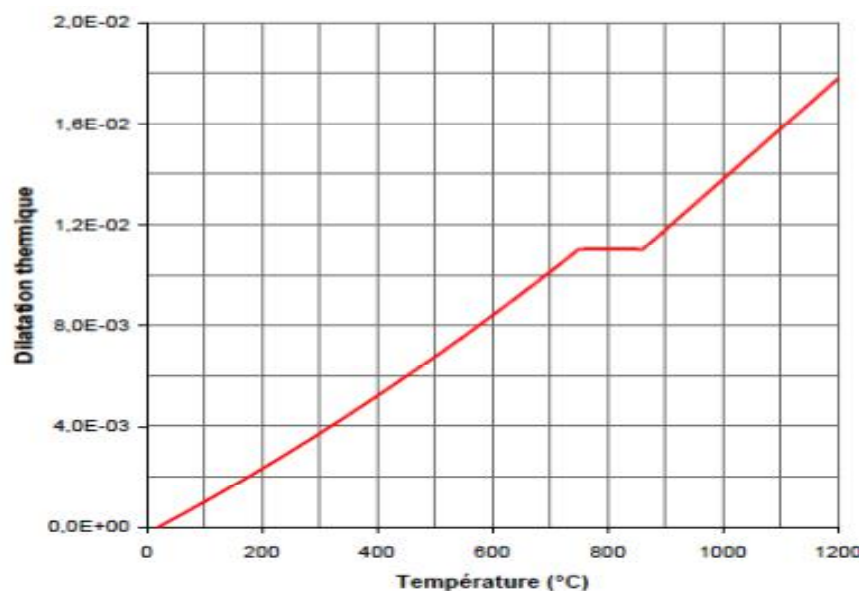
### II.2.4.1. Acier

La dilatation thermique de l'acier  $\Delta l / l$  peut s'exprimer de 3 façons suivant l'intervalle de température considéré [21, 22] :

$$\Delta l / l = 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a - 2,416 \cdot 10^{-4} \text{ si } \theta_a \leq 750 \text{ °C} \quad (26)$$

$$\Delta l / l = 1,1 \cdot 10^{-2} \text{ si } 750 \text{ °C} < \theta_a \leq 860 \text{ °C} \quad (27)$$

$$\Delta l / l = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} \text{ si } \theta_a > 860 \text{ °C} \quad (28)$$



**Figure II.9** : Dilatation thermique de l'acier

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

### II.2.4.2. Béton

L'échauffement du béton conduit à des déformations thermiques qui se décomposent en une déformation thermique libre d'une part, et une déformation du fluage thermique transitoire d'autre part [26].

#### II.2.4.2.1. Déformation thermique libre

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

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

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

Ceci cause une micro-fissuration importante. On parle d'Incompatibilité Thermique des Constituants du Béton (ITCB), liée aux contraintes internes générées par l'incompatibilité des caractéristiques thermiques des constituants, notamment le coefficient de dilatation thermique.

Ceci peut être mis en évidence par des essais réalisés sur une éprouvette non chargée et chauffée très lentement, soumise à des variations dimensionnelles causées par la dilatation thermique totale due à l'ITCB et aux modifications chimiques des constituants.

#### II.2.4.2.2. Déformation du fluage thermique transitoire

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

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

En guise de simplification, on pourra retenir les expressions de la dilatation thermique du béton issues des Eurocodes en 1992-1-2 [23] et en 1994-1-2 [22] suivantes :

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

$$\Delta l / l = 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c - 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ si } \theta_c \leq 700 \text{ °C} \quad (29)$$

$$\Delta l / l = 14.10^{-3} \text{ si } \theta_c > 700 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (30)$$

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

$$\Delta l / l = 1,4.10^{-11} \theta_c^3 + 6.10^{-6} \cdot \theta_c - 1,2.10^{-4} \text{ si } \theta_c \leq 805 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (31)$$

$$\Delta l / l = 12.10^{-3} \text{ si } \theta_c > 805 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (32)$$

- pour un béton léger :

$$\Delta l / l = 8.10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (33)$$

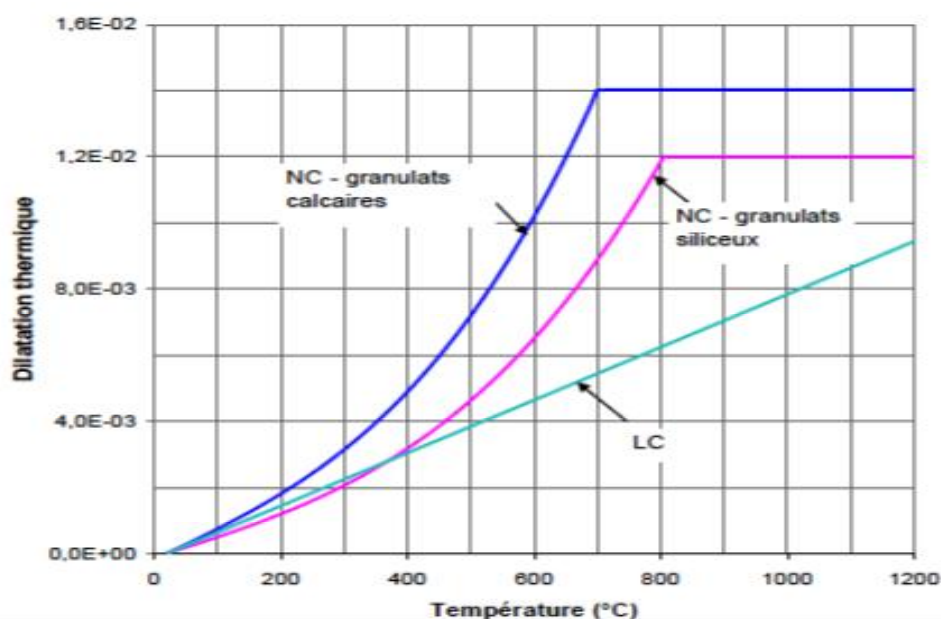


Figure II.10 : Dilatation thermique du béton

## II.3. Propriétés mécaniques de l'acier et du béton

### II.3.1. Acier

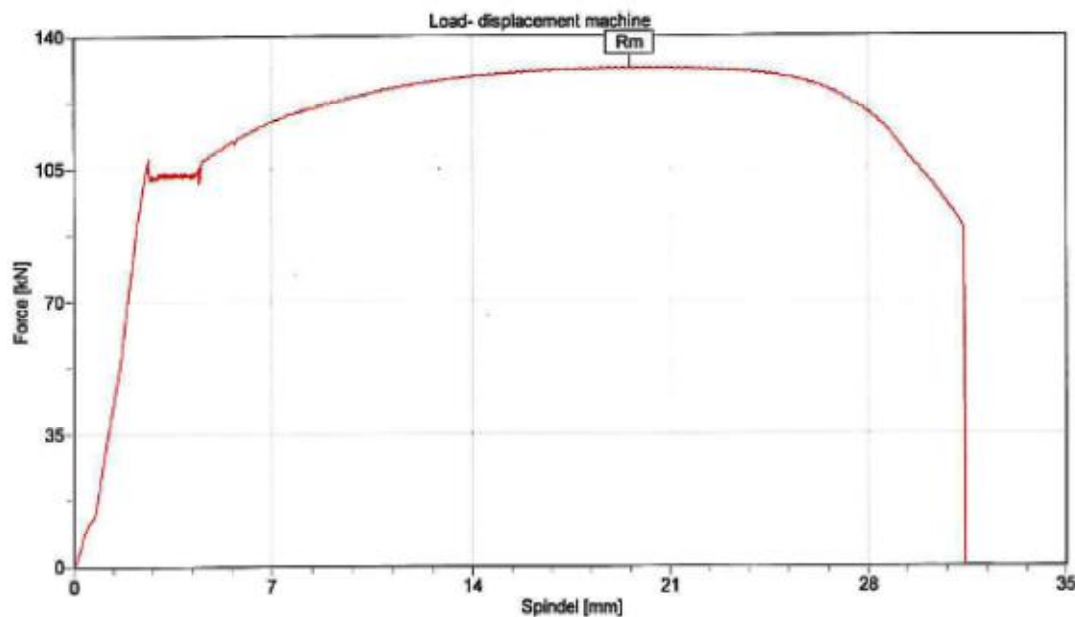
#### II.3.1.1. Courbe contrainte - déformation

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

- son module d'Young  $E_a$ , d'une valeur communément admise de 210000 MPa ;
- sa limite d'élasticité, notée  $f_y$  dans l'Eurocode 3, et  $f_{ay}$  dans l'Eurocode 4, qui correspond à la résistance maximale dans le domaine des déformations réversibles, c'est-à-dire en phase élastique. Cette résistance est déterminée par des essais, et généralement indiquée par la nuance d'acier. Par exemple, un acier de construction de nuance S235 a une valeur nominale de la limite d'élasticité garantie égale à 235 MPa [27].

Ces caractéristiques sont déduites d'essais de traction sur des éprouvettes où l'allongement et l'effort de traction sont mesurés jusqu'à la rupture. La courbe résultante se divise en 4 phases (figure II.11) :

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



**Figure II.11:** Courbe de traction expérimentale typique d'un acier de construction [24]

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

- laminé à chaud, ce qui permet d'améliorer ses propriétés mécaniques dans le sens de l'étirement ; cette technique concerne plutôt les produits longs tels que les profilés et les barres ;
- formé à froid, ce qui permet d'augmenter l'étendue du domaine élastique, donc  $f_y$ , sans modifier la résistance ultime ; ce procédé concerne généralement les produits plats tels que les tôles.

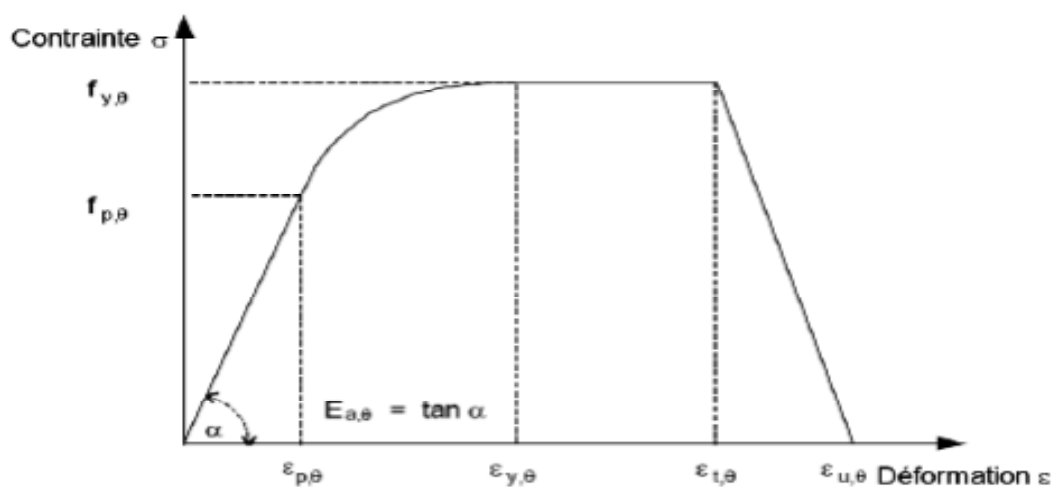
La variation de  $E_a$  et de  $f_y$  en fonction de la température a été mise en évidence par différents essais. Aussi, à température élevée, l'en 1993-1-2 [21] propose une définition de la courbe contrainte – déformation, dont la légende est la suivante :

- $f_{y,\theta}$  est la limite d'élasticité efficace ;
- $f_{p,\theta}$  est la limite de proportionnalité ;

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

Cette courbe se divise en 4 phases :

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



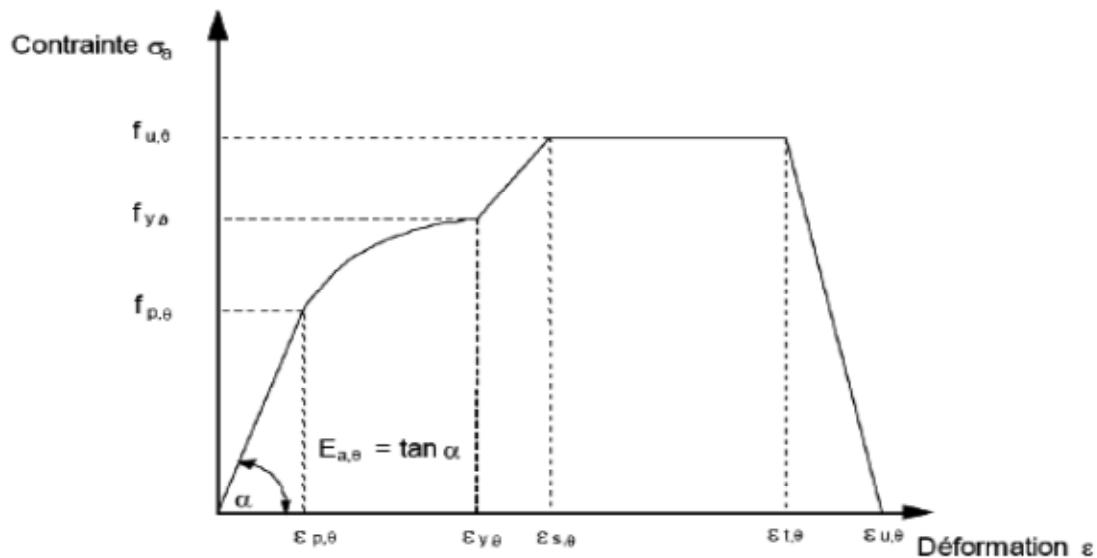
**Figure II.12 :** Courbe contrainte – déformation de l'acier à température élevée [21]

Une alternative consiste à considérer un écrouissage positif pour des températures inférieures à 400 °C et uniquement en l'absence de ruine prématurée par voilement local ou flambement global. Ceci permet d'obtenir une loi plus proche de celle donnée en (figure II.11). On introduit ainsi une déformation  $\varepsilon_{s,\theta}$  telle que :

- pour  $\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{s,\theta}$ , la courbe présente une partie linéaire, les contraintes étant comprises entre  $f_{y,\theta}$  et  $f_{u,\theta}$ , avec  $f_{u,\theta} = 1,25 f_{y,\theta}$  ;

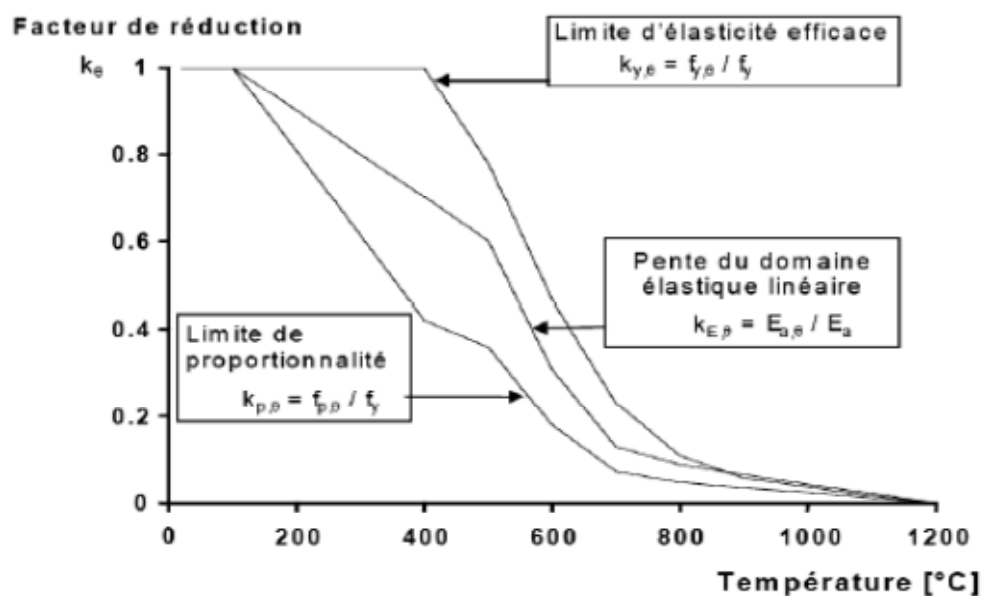


- pour  $\varepsilon_s, \theta < \varepsilon \leq \varepsilon_t, \theta$ , la courbe présente un palier - partie linéaire de pente nulle - soit une contrainte constante de  $f_{u,\theta}$ .



**Figure II.13 :** Courbe contrainte – déformation de l’acier à température élevée avec écrouissage positif [21]

En dehors des déformations, les paramètres de la courbe à température élevée se déduisent des paramètres à température ambiante, c’est-à-dire à 20 °C, par des facteurs de réduction, comme indiqué sur la (figure II.14)



**Figure II.14 :** Coefficients de réduction de l’acier [21]

### II.3.2. Béton

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

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

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

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

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

La classification usuelle du béton se fait en précisant ses 2 résistances caractéristiques en compression à 28 jours. Ainsi, un béton C25/30 a une résistance nominale sur cylindre de 25 MPa et sur cube de 30 MPa, ses autres caractéristiques pouvant en être déduites par des formules analytiques [27].

#### II.3.2.1. Comportement du béton à température ambiante

Comme indiqué plus haut, les déformations thermiques différentielles entre la pâte et les granulats sont à l'origine d'une micro-fissuration du béton pour des températures supérieures à 105 °C.

##### II.3.2.1.1. Béton en compression

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

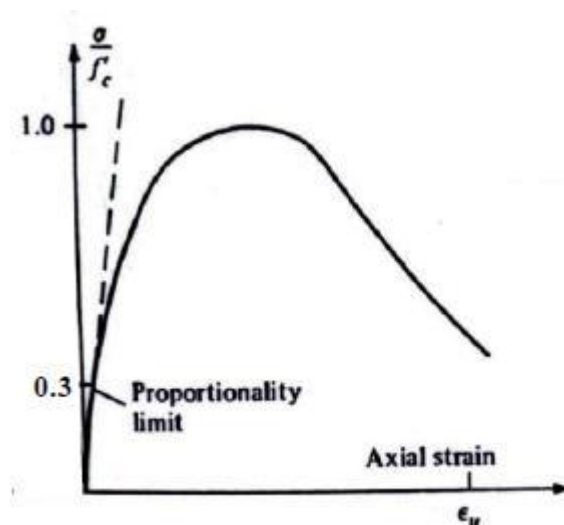
- l'essai de compression uniaxiale ;
- l'essai cyclique en compression uniaxiale.

La dégradation du béton « est essentiellement liée au développement de micro-fissures », ce développement étant lui-même lié aux déformations positives. Cette micro-fissuration génère une dégradation des propriétés élastiques du matériau. On observe ainsi des déformations permanentes dues à « l'effet de frottement entre surfaces des micro-fissures et la non-refermeture complète après déchargement » [26].

De plus, sous l'effet de la compression, la destruction des pores provoque l'augmentation des contacts dans la micro-structure, d'où un gain de rigidité. Le béton est donc un matériau très sensible au confinement. Il présente en effet un comportement d'autant plus fragile que le confinement est faible [26, 29].

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

- une phase quasi-linéaire ;
- une diminution de pente de  $\sim 30$  à  $\sim 75$  % de  $f_c$  ;
- un pic à  $f_c$  ;
- un comportement adoucissant, en phase post-pic, associé à une forte dilatance (figure II.15).



**Figure II.15 :** Courbe de compression simple du béton à 20 °C [29]

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

- le module sécant  $E_{cm}$  tel que :

- $E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 22 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3}$  où  $f_{ck}$  est exprimée en MPa et  $E_{cm}$  en GPa ;
- $E_{cm} \approx \tan \alpha$

-le module tangent  $E_c \approx 1,05 E_{cm}$ .

Les valeurs des déformations au pic et à rupture peuvent être trouvées expérimentalement.

Elles peuvent également être obtenues plus simplement par les formules suivantes :

$$- \varepsilon_{cl} (\%) = 0.7 f_{cm}^{0.31} \leq 2.8 ;$$

$$- \varepsilon_{cu1} (\%) = \begin{cases} 3.5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\{ 2.8 + 27(98 - f_{cm}/100)^4 = 2.8 + 27(90 - f_{ck}/100)^4 \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} ;$$

$$- \varepsilon_{c2} (\%) = \begin{cases} 2.0 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\{ 2.0 + 0.085 (f_{ck} - 50)^{0.53} \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} ;$$

$$- \varepsilon_{cu2} (\%) = \begin{cases} 3.5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\{ 2.6 + 35(90 - f_{ck}/100)^4 \text{ pour } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} .$$

### II.3.2.1.2. Béton en traction

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

- une phase quasi-linéaire, présentant une légère diminution de pente pré-pic ;
- une phase adoucissante, se traduisant par une chute brutale de la pente, due à la propagation des micro-fissures perpendiculaires à la déformation principale ;
- une réduction de moitié de la raideur initiale en fin d'essai ;
- une déformation résiduelle (figure II.17).

En phase finale, « l'essai de traction directe conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension » [26].

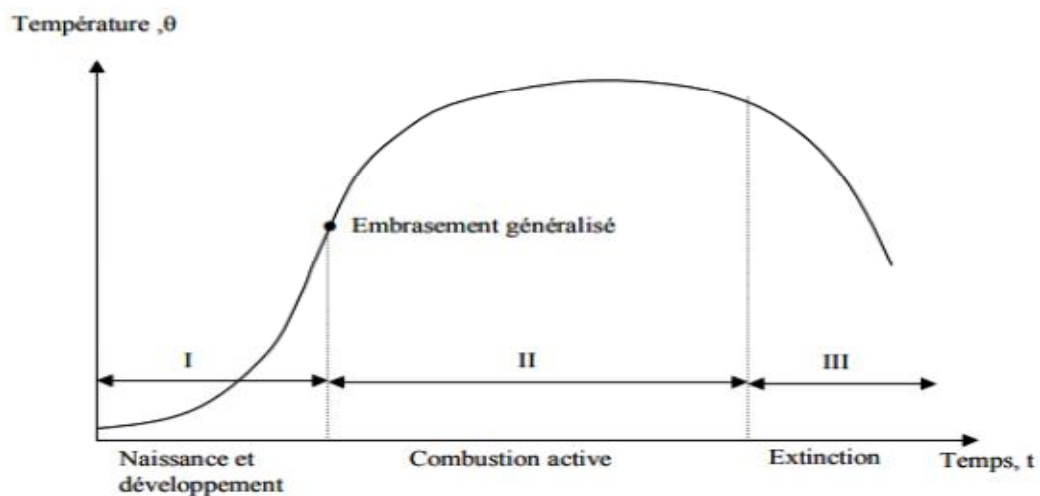


Figure II.16 : Comportement du béton en traction directe [30]

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

### **II.3.2.1.3. Comportement cyclique du béton en traction – compression**

Pour ce type d'essai, on constate « une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression » [26]. En effet, la refermeture des fissures de traction en compression génère une absence d'interaction avec les fissures de compression perpendiculaires, d'où un nouveau comportement sain.

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

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

### **II.3.2.2. Comportement du béton à température élevée**

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

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

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

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

- la rupture des cloisons capillaires due à l'évaporation de l'eau ;

- la micro-fissuration due aux dilatations différentielles ;  
pouvant conduire à un éclatement du matériau (figure II.17).



**Figure II.17:**Eclatement du béton suite à un incendie de parking

#### **II.3.2.2.1. Béton en compression sous hautes températures**

La courbe contrainte - déformation dépend principalement de 2 paramètres :

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

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

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

On peut tout de même noter les points suivants :

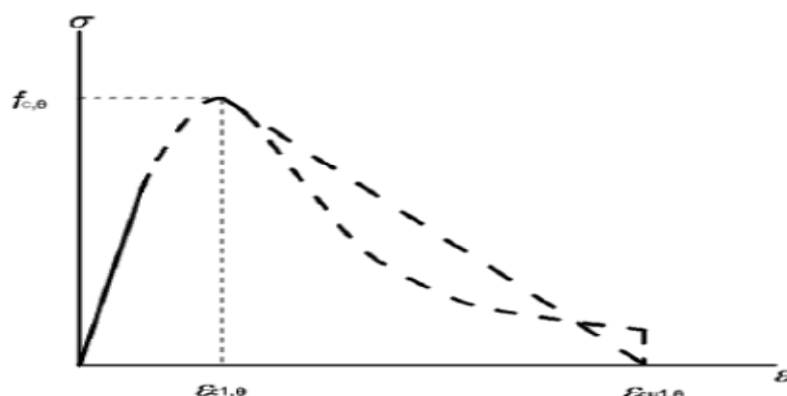
- pour une température inférieure à 90 °C, la résistance diminue légèrement ;
- pour une température supérieure à 90 °C, l'accélération du séchage provoque une augmentation de la résistance ;
- pour une température supérieure à 200 °C, le séchage est achevé, ce qui cause une diminution progressive de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

Ainsi, on observe :

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

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

L'en 1992-1-2 [23] et l'en 1994-1-2 [22] proposent la courbe contrainte - déformation donnée en figure II.18 :



**Figure II.18 :** Courbe contrainte-déformation du béton en compression à température élevée [23]

telle que :

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

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

- pour des déformations supérieures à  $\epsilon_{c1,\theta}$ , il est recommandé de considérer une branche descendante, linéaire ou non ;

- la résistance  $f_{c,\theta}$  est déterminée à partir du facteur de réduction  $k_{c,\theta}$  tel que

$$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ\text{C}} ;$$

- les déformations au pic  $\epsilon_{c1,\theta}$  et à rupture  $\epsilon_{cu1,\theta}$  sont données dans la (figure II.19)

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

$$E_{c,\theta} = \frac{3 f_{c,\theta}}{2 \epsilon_{c1,\theta}} = \frac{3 k_{c,\theta} f_{c,20^\circ\text{C}}}{2 \epsilon_{c1,\theta}} \quad (34)$$

d'où :

$$k_{E_{c,\theta}} = \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}} = \frac{\frac{3}{2} \frac{k_{c,\theta} f_{c,20^\circ C}}{\varepsilon_{c1,\theta}}}{\frac{3}{2} \frac{f_{c,20^\circ C}}{\varepsilon_{c1,20^\circ}}} = k_{c,\theta} \frac{\varepsilon_{c1,20^\circ C}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \quad (35)$$

**NB** : Il faut noter que cette expression du module d'Young est différente de celle donnée dans l'en 1992-1-1 [27]. En effet, selon ce dernier, en considérant le module tangent et la déformation au pic définis en §3.2.1.1, prenons l'exemple d'un béton C25/30 :

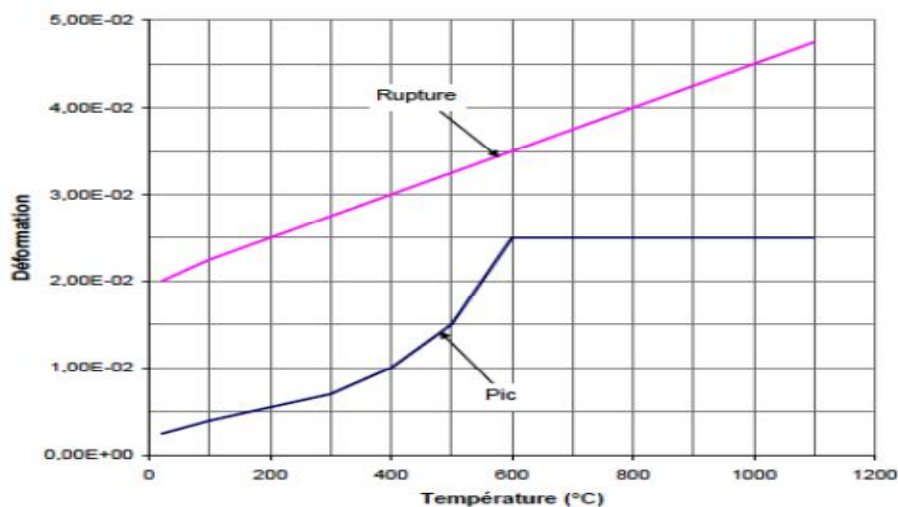
-  $f_{ck} = 25$  MPa, donc  $f_{cm} = 33$  MPa ;

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

Or, selon l'en 1992-1-2 [23] :

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

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

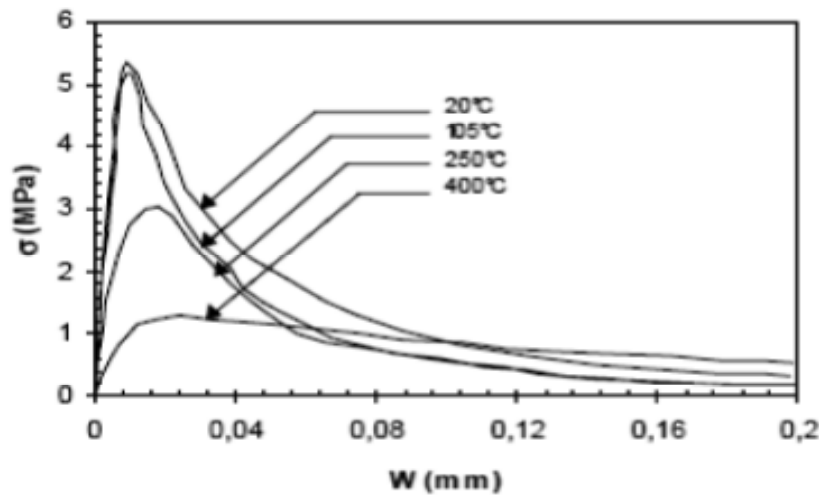


**Figure II.19** : Déformations du béton en compression en fonction de la température

### II.3.2.2.2. Béton en traction sous hautes températures

Même s'il n'existe qu'un nombre limité de recherches à ce sujet, on peut aujourd'hui affirmer que la résistance du béton en traction est très sensible à la température, dont elle est une fonction décroissante (figure II.20). Par ailleurs, elle présente une réduction plus rapide qu'en compression.



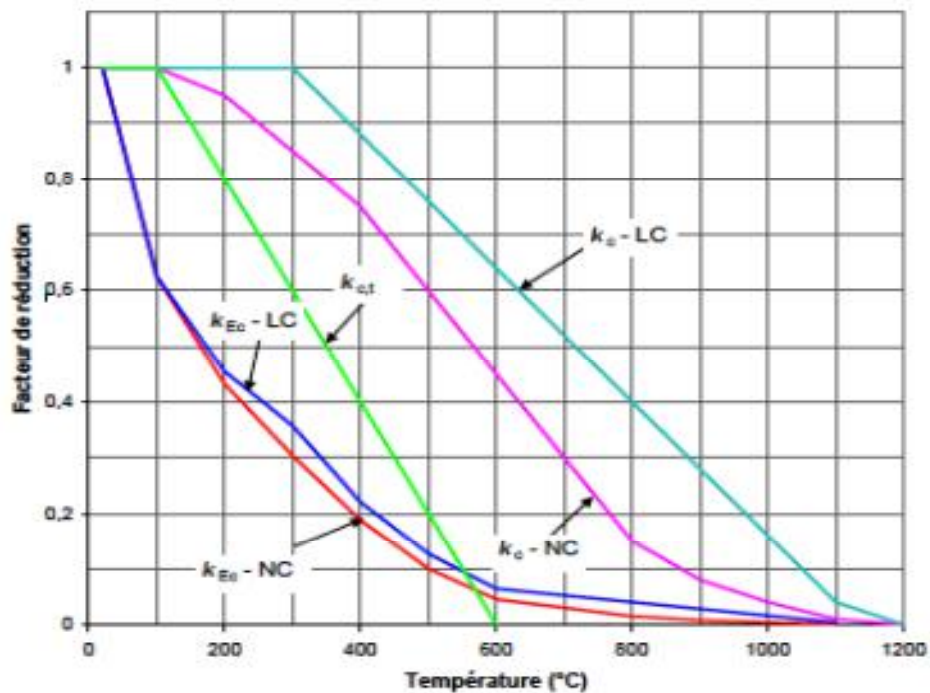


**Figure II.20 :** Courbes de traction uniaxiale du béton en fonction de la température [31]

Par mesure de conservatisme, l'en 1994-1-2 [22] suppose que dès que la fissuration est développée, le béton ne résiste plus à la traction, ce qui se traduit par une résistance  $f_{ck,t}$  nulle. Toutefois, l'en 1992-1-2 [23] admet la définition suivante :

$$f_{ck,t,\theta} = k_{c,t,\theta} f_{ck,t}$$

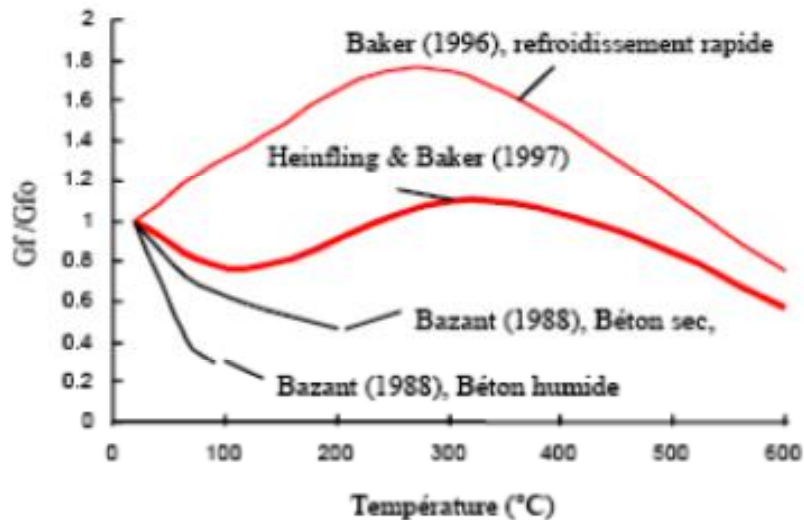
où  $k_{c,t,\theta}$  est le facteur de réduction de la résistance caractéristique en traction  $f_{ck,t}$ , l'évolution de ce facteur étant donnée sur la (figure II.21)



**Figure II.21 :** Evolution des facteurs de réduction du béton en fonction de la température

### II.3.2.2.3. Energie de fissuration

A température élevée, l'énergie de fissuration doit également dépendre de paramètres tels que la vitesse d'échauffement ou le type de granulats. La (figure II.22) met en évidence le caractère disparate de l'évolution de cette propriété en fonction de la température, ce qui nous amène par la suite à lui appliquer une valeur constante quelle que soit la température considérée.



**Figure II.22** : Evolution relative de l'énergie de fissuration en fonction de la température [32]

### Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la structure mixte des matériaux acier - béton avec les avantages de cette construction. Nous avons détaillé et d'une manière explicite les propriétés thermo physiques ( masse volumique , conductivité , chaleur spécifique ) et leur caractéristiques mécaniques ( contrainte , déformation) sous une température ambiante et élevée.

**Chapitre III :**  
**Présentation du projet**

**Chapitre III : Présentation du projet**

Le projet consiste à la construction d'une salle de sport, se trouvant dans la commune d' El hajar à Annaba, près de la brigade de gendarmerie. Il se devise en deux parties :

- Espacement des vestiaires
- Espacement de la salle de sport et ses différentes activités

Dans cette étude, nous nous intéressons au plancher de l'espace vestiaire.

**Chapitre IV :**  
**Analyse thermique**

## Introduction

Les planchers mixtes sont des éléments structuraux mixtes horizontaux bidimensionnels soumis principalement à la flexion, dans lesquels des tôles profilées en acier sont utilisées comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges de chantier. Dans notre société moderne, il existe une grande probabilité de rencontrer un incendie dans les différents types d'immeubles tels que par exemple les hôtels, les écoles et les hôpitaux ainsi que dans les bâtiments à usage notamment industriels et dépend sans aucun doute de leur état de vétusté et du degré de fiabilité des mesures de sécurité adoptées. Dans ce travail, nous avons pour objectif l'étude du comportement au feu d'un plancher mixte, en employant le logiciel « SAFIR ». Pour examiner le comportement thermique de ce plancher mixte (poutre en acier et dalle en béton), en effet, deux analyses doivent être effectuées : une analyse thermique qui permet la détermination des températures dans la section du plancher, ces températures seront utilisées dans l'étude de l'analyse mécanique.

### IV.1. Description et performance du logiciel SAFIR

Le Logiciel SAFIR est un programme développé à l'Université de Liège et il est destiné à l'analyse des structures sous température élevée, ainsi que l'analyse sous température ambiante.

Le programme est basé sur la méthode des éléments finis peut étudier le comportement des structures 2D et 3D. La simulation en 2D pour l'analyse en plan, est essentiellement basée sur des éléments triangulaires à trois nœuds ou des éléments quadrilatéraux à quatre nœuds. Pour l'analyse tridimensionnelle les éléments volumétrique peuvent être respectivement à six nœuds ou à huit nœuds. La sollicitation due à la température peut être considéré sur toute les faces selon le modèle d'analyse requit.

Les lois de comportement (contrainte déformation) des différents matériaux sont disponibles dans la librairie du logiciel SAFIR. L'analyse thermique permet de déterminer l'évolution de la température dans la section transversale dans chaque élément composant la structure. Elle est basée sur la théorie de Fourier qui explicite le flux thermique en intégrant tous les paramètres intervenant dans le comportement sous influence d'une température. Quant à l'analyse mécanique, les routines de résolution dans le domaine linéaire et non linéaire basé sur la méthode des déplacements sont prises en compte pour la détermination du comportement mécanique de la structure poteau sous un chargement axiale ou excentré.

Les éléments barres et Shell et treillis sont utilisés soit comme élément bidimensionnel (2D) ou comme élément tridimensionnel (3D) pour l'analyse du comportement de la structure. La loi contrainte-déformation est généralement linéaire élastique pour l'acier et non linéaire pour le béton. Quelques modèles de matériaux comme le béton siliceux ou béton calcaire [38]. D'autres matériaux tels que le bois et l'aluminium sont aussi prédéfinis dans le Logiciel .L'analyse d'une structure sous feu en utilisant SAFIR est basée essentiellement sur deux étapes :

- **Analyse thermique** : permet d'évaluer l'évolution et la distribution de la température à l'intérieur de chaque élément de la structure.
- **Analyse structurelle** : permet la détermination de la réponse mécanique de la structure en tenant compte de l'effet de la température couplé avec une sollicitation mécanique (chargement constant axial ou excentré).

Plusieurs travaux utilisant le logiciel SAFIR ont été confrontés par rapport à des travaux expérimentaux [39].

#### **IV.2. Discrétisation de la section du plancher**

La figure IV.1 montre la section du plancher mixte (acier-béton) ; selon le projet, une dalle en béton de 25 cm d'épaisseur est posée sur des poutres en acier IPE 360, avec un entraxe de 6m dans le sens transversal. Dans notre travail, une partie de la section du plancher est employée (figure IV.1), avec une dimension de 6m ; cette section discrétisée, en éléments finis avec un nombre d'élément de 956. Quant au nombre de nœuds, il est égal à 1059.

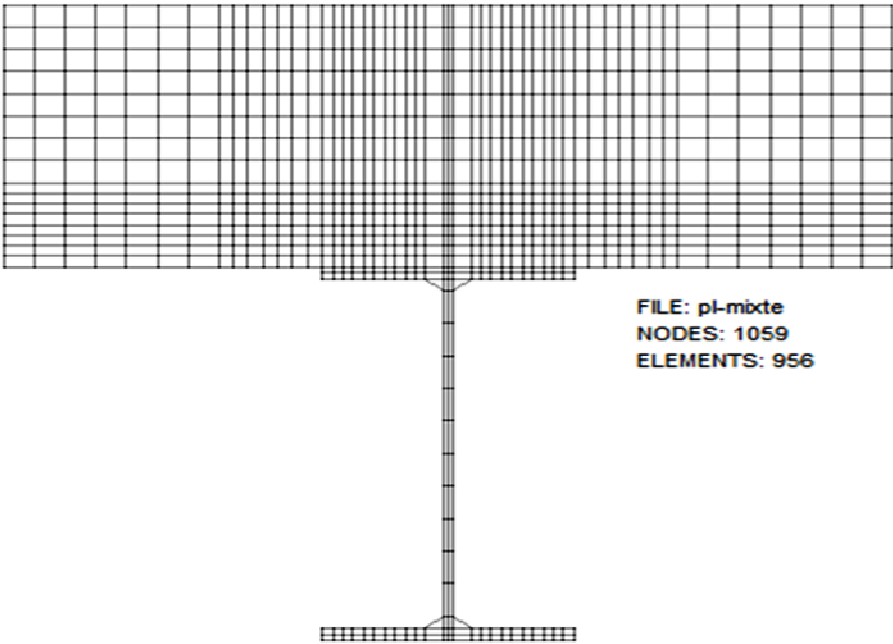


Figure IV.1 : Discretisation de la section du plancher mixte

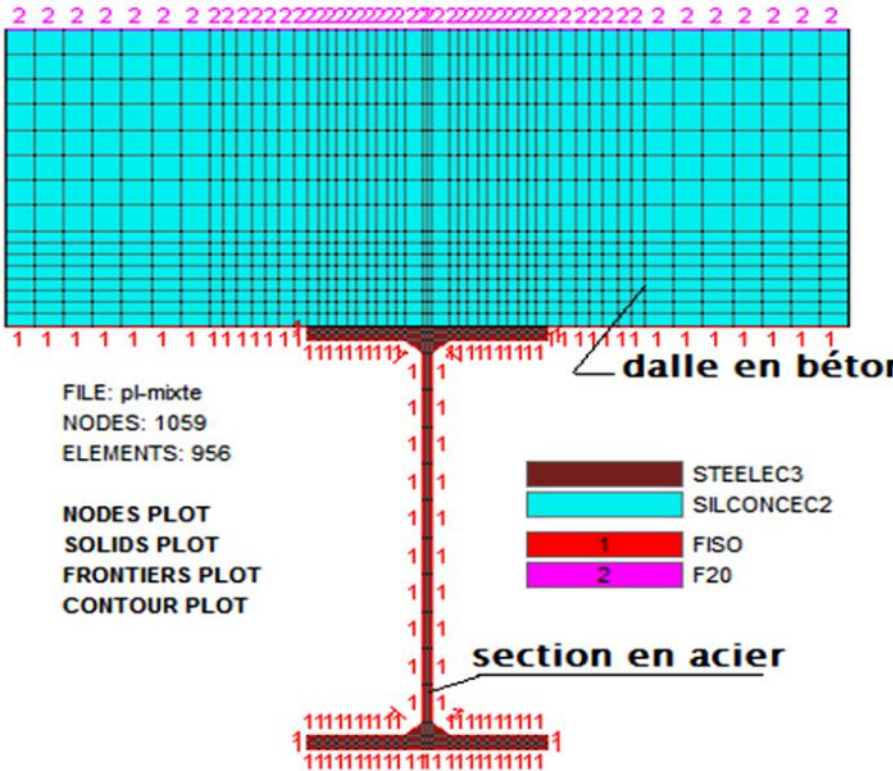


Figure IV.2 : Visualisation des matériaux



IV.3. Evolution de la température dans le plancher

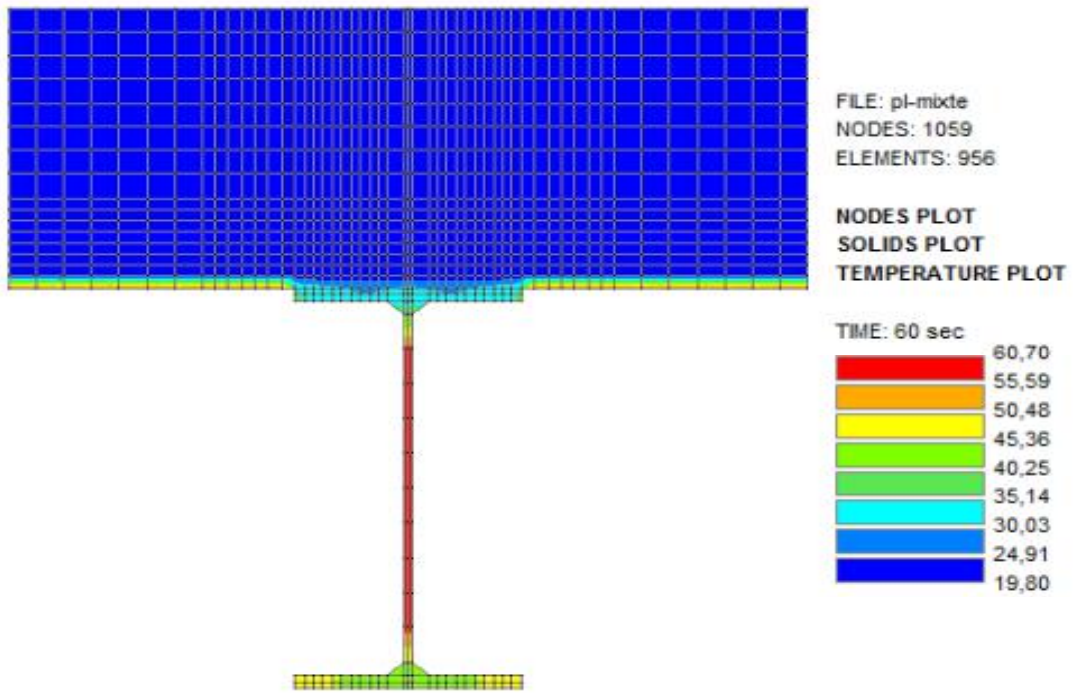


Figure IV.3 :Température dans la section d’une partie du plancher au bout de 1 minute

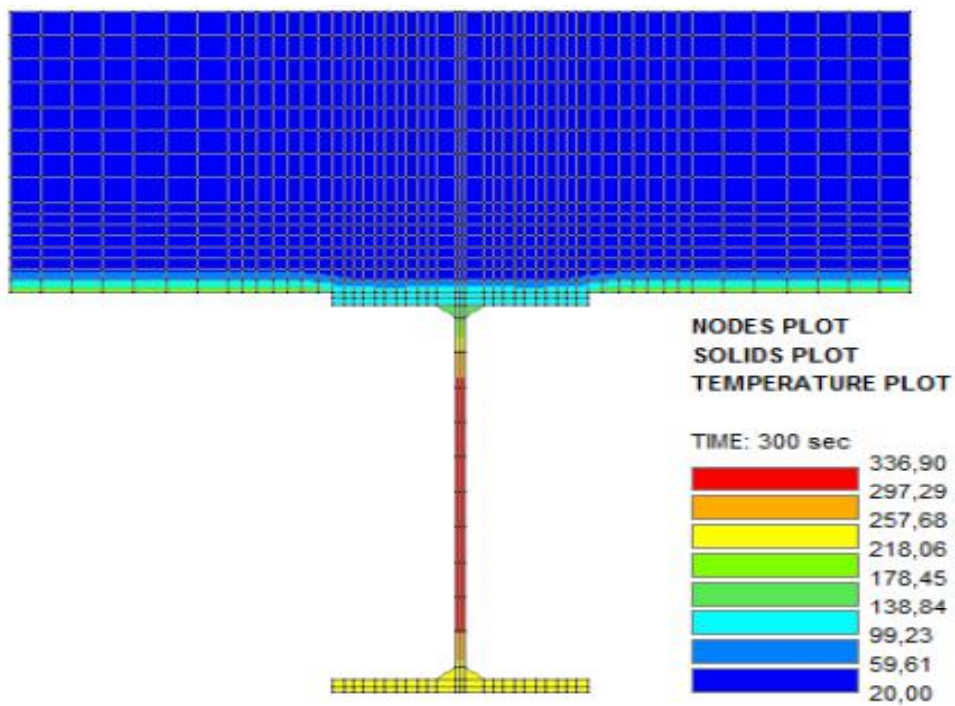
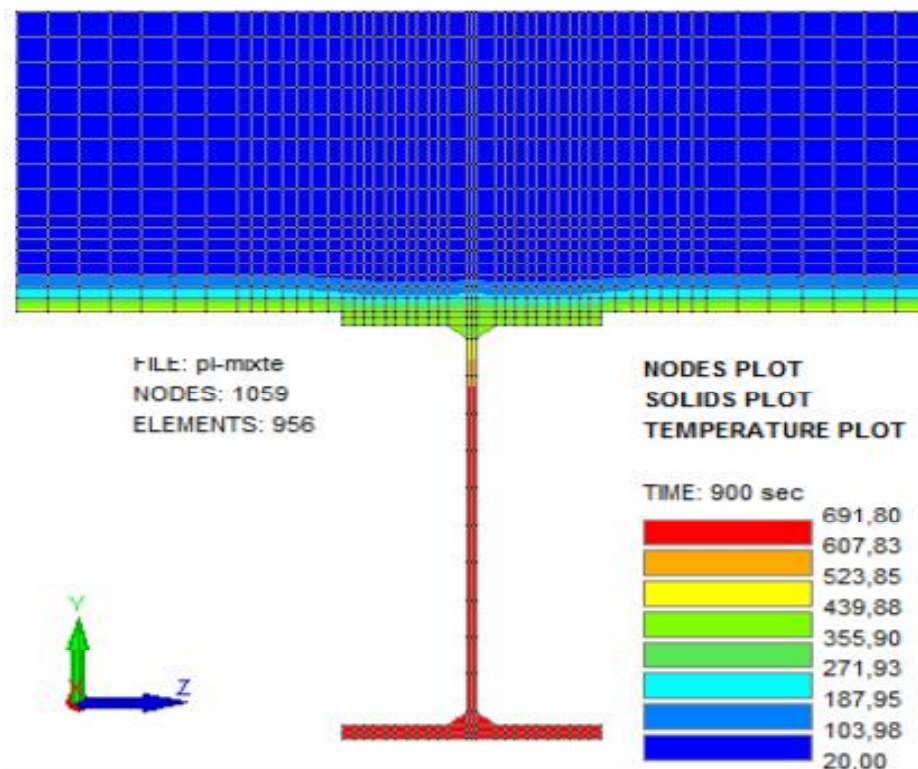


Figure IV.4 :Température dans la section d’une partie du plancher au bout de 5 minutes

On remarque qu'au bout d'une minute la température commence à augmenter particulièrement dans l'acier, au niveau de l'âme (figure IV.3). Avec l'augmentation du temps, la température évolue d'une manière progressive, on constate alors que dans les 5 min, la température atteint une valeur de 336,90 °C dans l'âme (figure IV.4). Par contre, dans la dalle en béton elle garde une valeur comprise entre 20 –59°C , à l'exception des parties en contact avec le feu .



**Figure IV.5 :**Température dans la section d'une partie du plancher au bout de 15 minutes

On remarque qu'au bout de l'augmentation du temps (15 minutes) la température a augmenté particulièrement dans l'acier, au niveau de l'âme et la semelle inférieure et atteint une valeur de 691,80 °C (figure IV.5) où l'acier perd 50% de sa résistance . Par contre, dans la dalle en béton, sa valeur est comprise entre 20 –103,98 °C , à l'exception des parties en contact avec le feu .



IV.4. Evolution de la température au niveau de quelques nœuds

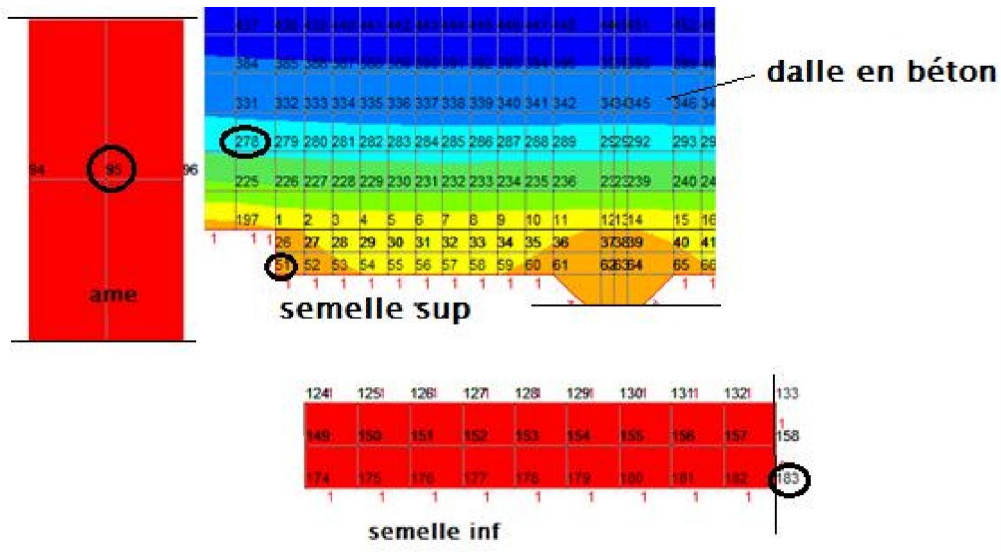


Figure IV.8 :Quelques nœuds dans la section d’une partie du plancher

- Noeud 1 : N95 au milieu de l'âme
- Noeud 2 : N51 dans la semelle supérieure
- Noeud 3 : N 183 dans la semelle inférieure
- Noeud 4 : N 278 et Noeud 5 : N 490 dans la partie dalle en béton

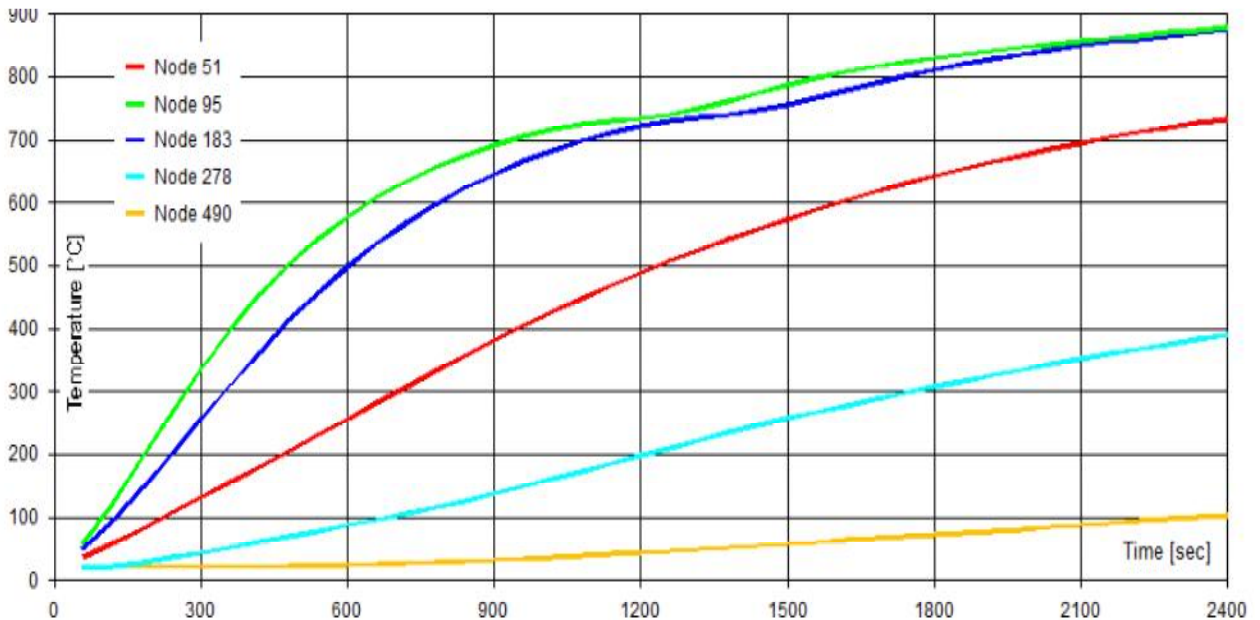


Figure IV.9 :Le développement de la température au niveau de quelques nœuds au bout de 40 min



On constate d'après la figure IV.9 qui présente le développement de la température au niveau de quelques nœuds de la section du plancher mixte (acier-béton), de la structure considérée, que la température maximale est donnée par la courbe du nœud 95, celui-ci coïncide avec le centre de gravité de la section d'acier ; au bout de 5 minutes, la valeur de la température est de 350 °C.

Par contre au niveau du nœud 183, qui se situe dans la semelle inférieure la valeur de la température est inférieure à celle du nœud 95, au bout de 5 minutes elle est arrivée à 250 °C.

Dans le nœud 51 se trouvant dans la semelle supérieure, la température a augmenté jusqu'à 130°C, pour 5 minutes d'exposition au feu.

La température est très basse au niveau des nœuds 278 et 490, elle est arrivée à 50°C et 30°C, ce qui est logique parce qu'ils se situent dans la partie dalle en béton. Ce qui est dû à la faible conductivité thermique du béton.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons présenté le logiciel employé dans notre travail (SAFIR). Nous réalisons une analyse thermique pour déterminer les températures. La section du plancher mixte (acier-béton) considérée, est également décrite. L'évolution de la température au niveau du plancher en quelques nœuds de sa section est aussi effectuée dans ce chapitre. Il a été observé que la température augmente d'une manière très lente dans la dalle en béton. À l'exception des parties en contact avec le feu, grâce à la faible conductivité thermique du béton. Toutefois, concernant dans le profilé en acier, la température évolue d'une manière rapide. Particulièrement dans le centre de gravité du profilé.

**Chapitre V :**  
**Analyse mécanique**

## Introduction

Dans ce chapitre, le logiciel SAFIRest employé pour réaliser une analyse mécanique qui nous permet d'évaluer le comportement mécanique du plancher mixte considéré. Ce dernier est constitué d'une poutre en acier IPE 360 et une dalle en béton. Une partie du plancher mixte est donc considérée (figure V.1). Concernant le chargement mécanique, le plancher soumis à son poids propre ainsi qu'à 3 charges concentrées dues aux poids des poutrelles disposées dans le sens longitudinal. En plus de ce chargement, une sollicitation thermique est appliquée à la partie inférieure du plancher, cette sollicitation, supposée due à l'incendie ; dans ce travail, est provoquée par un feu normalisé (ISO 834) utilisé par « SAFIR ».

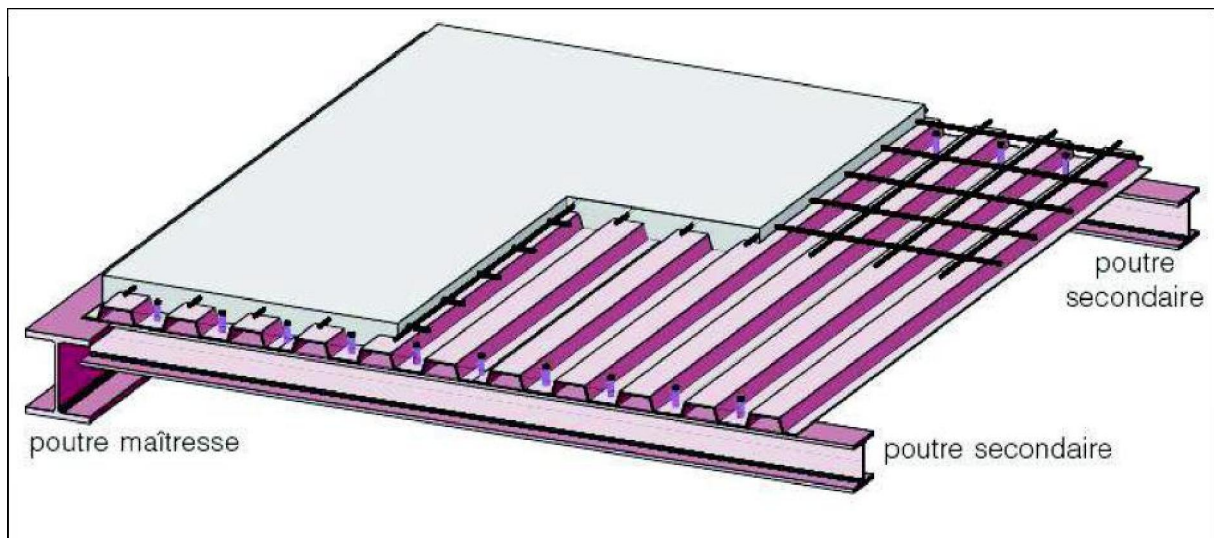


Figure V.1 : Vue d'une structure mixte acier-béton avec dalle mixte

### V.1. Modélisation du plancher dans le sens transversal

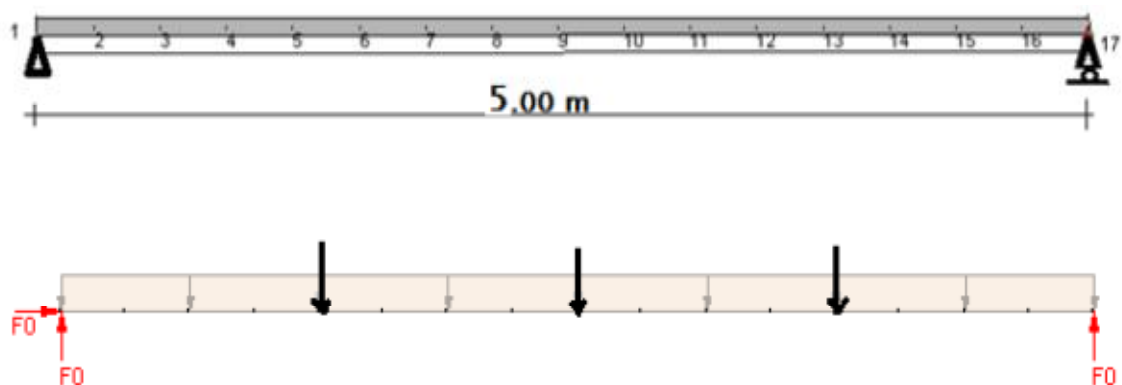


Figure V.2: Schématisation du plancher dans le sens transversal

**Tableau V.1** : Caractéristiques géométriques de la section du plancher

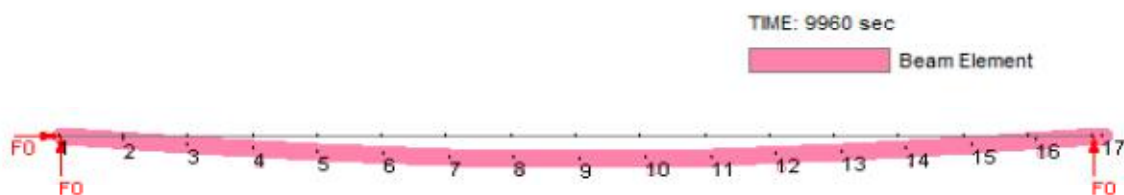
Eléments	Poutre (IPE360)	Poutrelle (IPE 220)
H (mm)	360	220
b (mm)	170	110
tw (mm)	8	5.9
tf (mm)	12.7	9.2
e semelle	299	178
e lame	30.5	21
Poids (Kg/ m )	57.1	26.2

- $e = 250$  mm dalle (béton armé)
- $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- dosage de ciment 3500 kg /3 type CPJ
- contrainte du béton à 28 jours 25 MPA
- contrainte des aciers tors 400 MPA
- $\sigma_{\text{sol}} = 1.25 \text{ bars}$  ancré à 2.60m

## V.2. Simulation du plancher

### V.2.1. Comportement mécanique du plancher

Nous remarquons qu'après une durée de 166 min (2h 46 min) le plancher a une flèche importante, particulièrement au milieu de la travée (nœuds 9) ; nous constatons également que le nœud 17 a subi un déplacement horizontal, ce ci revient à la condition au limite (appuis simple).

**Figure V.3** :Allure du plancher après 166 min



### V.2.1.1 Déplacement horizontal

On constate d'après la (figure V.4) que l'extrémité droite du plancher subit un déplacement horizontal, la courbe du nœud 17 montre l'évolution de ce déplacement en fonction du temps. Après une période d'exposition au feu égale 1200 sec (20min), on note que la valeur du déplacement est de 1 cm. Le déplacement continue à augmenter en fonction du temps et de la température jusqu'au moment de la ruine, avec une valeur max de 4.25 cm.

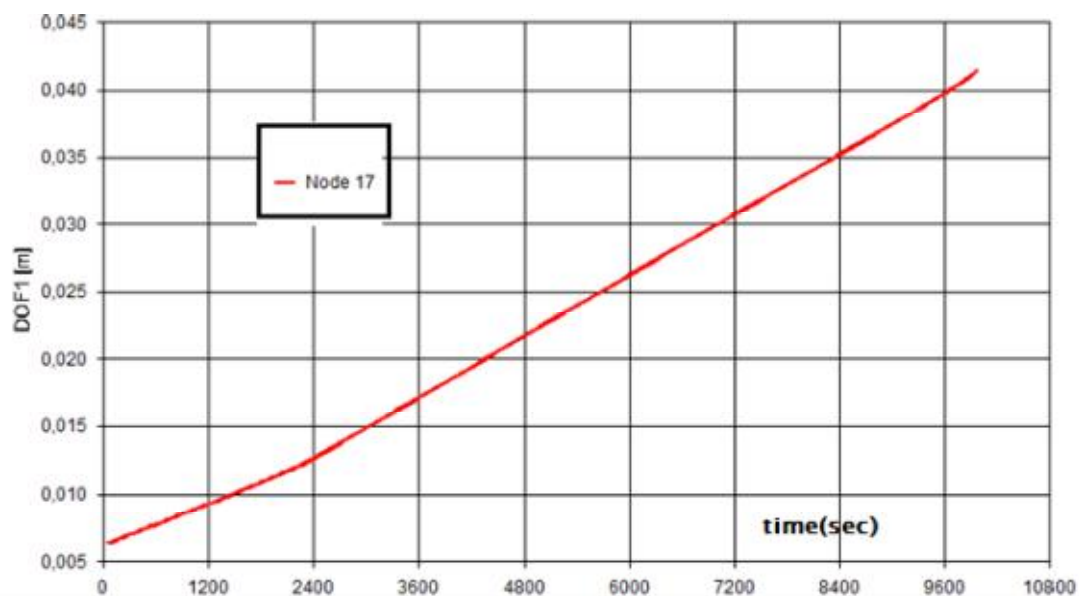


Figure V.4 :Déplacement horizontal dans le nœud 17

### V.2.1.2 Déplacement Vertical

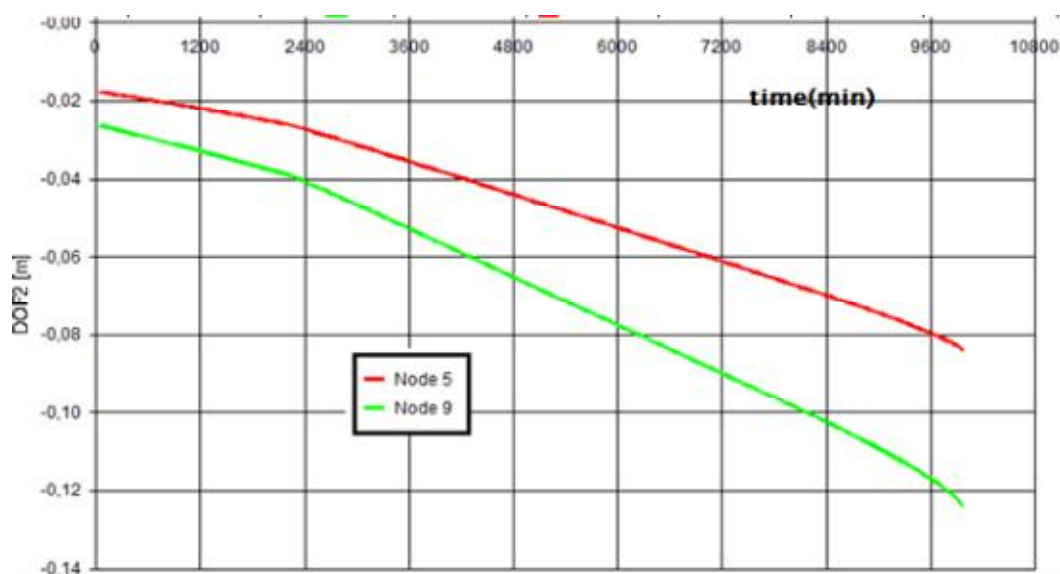
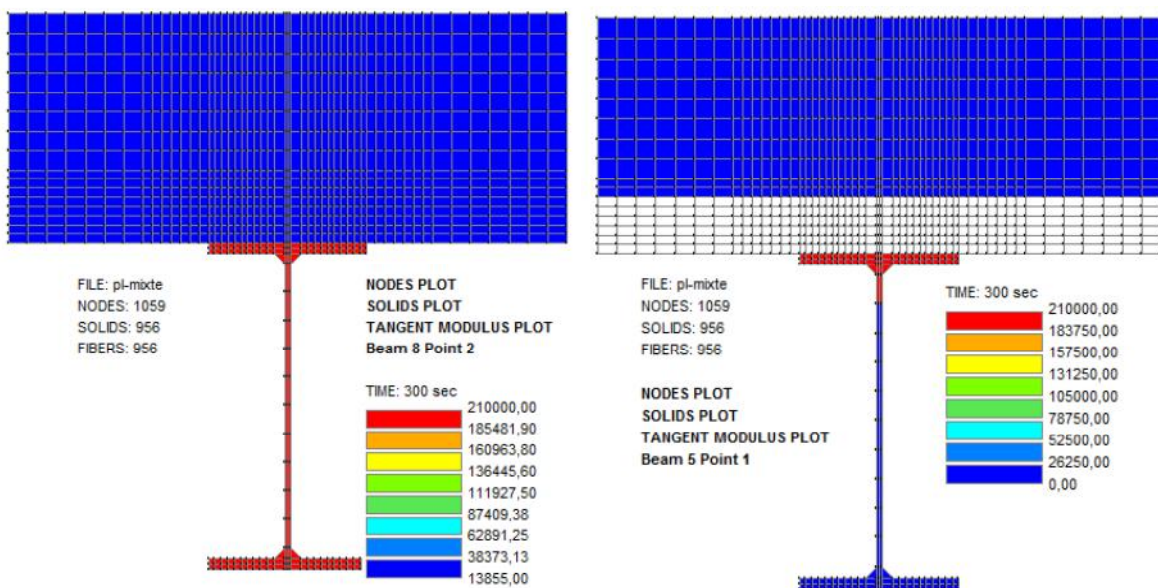


Figure V.5 :Déplacement Vertical au niveau des nœuds 5 et 9

On constate d'après la (figure V.5) que le déplacement vertical des nœuds 5 et 9 évolue dans le sens décroissant. Par comparaison au déplacement horizontal, les valeurs du déplacement verticales sont assez importantes. Après une période d'exposition au feu égale 20 min, le nœud 9 qui se trouve au milieu de la travée, prend une valeur de 3 cm, tandis que l'autre nœud 5, sa valeur est 2 cm. Le déplacement continue à augmenter progressivement en fonction du temps jusqu'au temps de ruine  $t = 9960$  sec (166min), il atteint une valeur de 12.5 cm.

### V.2.2. Variation du module tangent

On constate que le module d'élasticité qui est une caractéristique mécanique des matériaux employés, subi une diminution avec l'augmentation du temps, en d'autres termes avec l'augmentation de la durée d'exposition au feu. En effet, au bout de 10 min, le module d'élasticité de l'acier garde sa valeur initiale (figure V.7); de même pour le béton à l'extrémité droite du plancher (élément 8). Par contre en considérant (l'élément 5) du plancher, la (figure V.6) montre que le module de Young est extrêmement faible, particulièrement au niveau de la semelle inférieure et dans l'âme. On note également que la dalle en béton a des valeurs insignifiantes pour le module tangent



**Figure V.6:** Valeurs du module tangent à  $t = 300$  sec (5 min) au milieu de la travée et l'extrémité droite

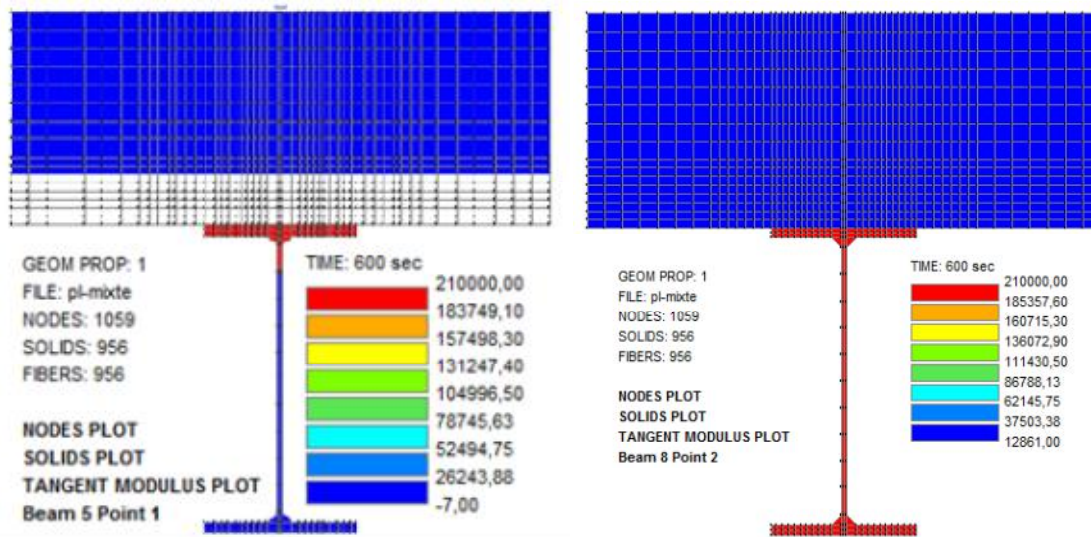


Figure V.7: Valeurs du module tangent à  $t = 600$  sec (10min) au milieu de la travée et l'extrémité droite

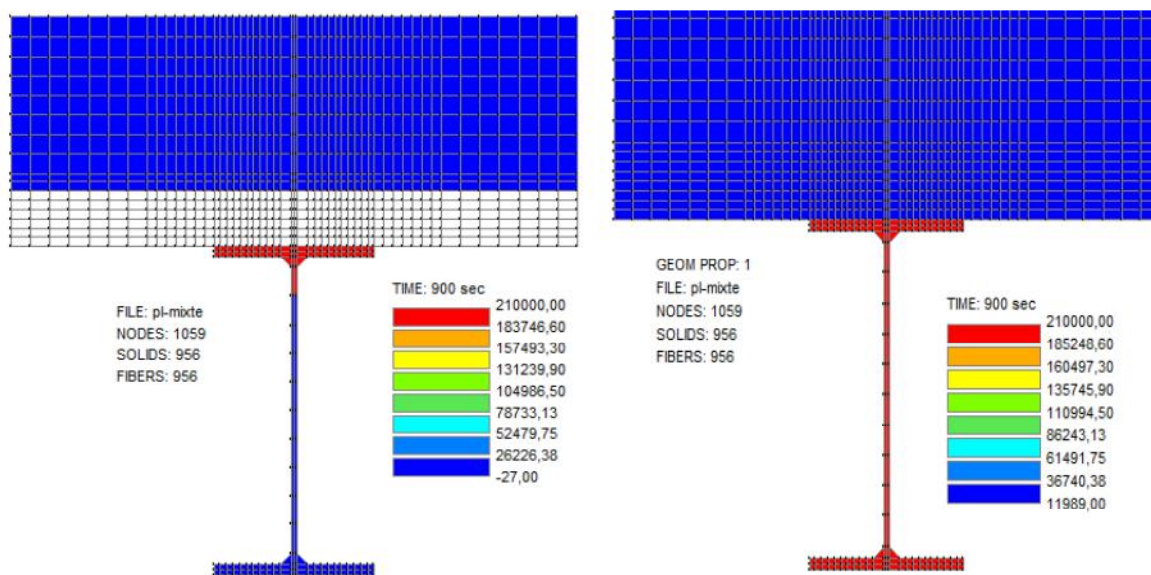
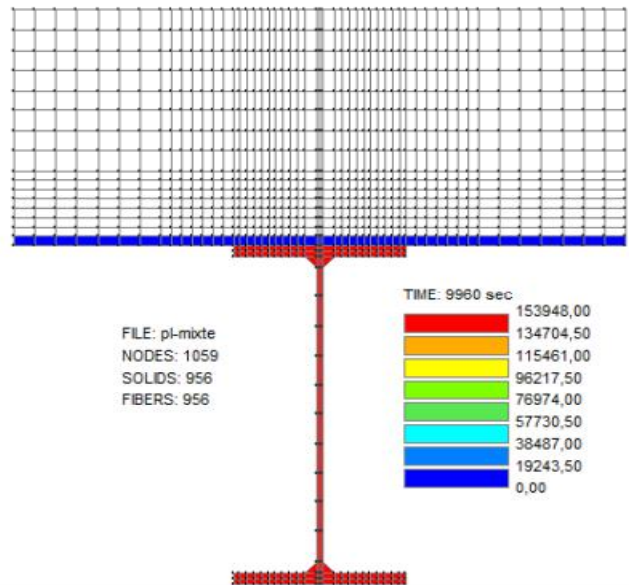


Figure V.8 : Valeurs du module tangent à  $t = 900$  sec (15min) au milieu de la travée et l'extrémité droite

On observe d'après la (figure V.8) que pour une durée d'exposition au feu de 15min, au milieu de la travée (élément5), toute la section du plancher présente des valeurs insignifiantes du module d'élasticité, à l'exception de la semelle supérieur qui a gardé la valeur initiale de cette caractéristique car elle est protégé contre l'incendie à sa face supérieure par la dalle en béton. Toute fois, aux extrémités le plancher est encore en bon état.

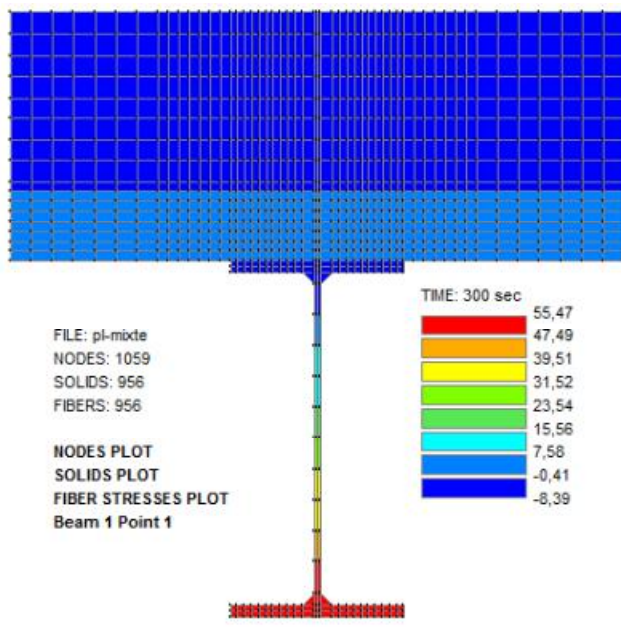


**Figure V.9 :** Valeurs du module tangent au moment de la ruine

On observe d'après la (figure V.9) qui donne les résultats du module tangent au moment de la ruine que l'état du plancher endommagé, est semblable dans les deux endroits considérés précédemment. On remarque que la totalité de la dalle est endommagé car le module de Young est devenu égale à zéro. Pour ce temps de ruine (166 min), la température est plus 1000°C donc l'acier est en état de fusion.

Il est visible d'après la figure

**V.2.3. Valeurs des contraintes dans les éléments de la section du plancher**



**Figure V.10:** Valeurs de la contrainte après t= 5 min d'exposition au feu



La figure V.10 donne les valeurs des contraintes qui naissent dans la section du plancher, après 5 min d'exposition au feu. En effet, le plancher soumis au chargement mécanique (poids propre du plancher plus les trois charges concentrées), présente une zone comprimée se trouvant à sa partie supérieure, dans cette zone les contraintes sont négatives assez faibles dans le béton. Il contient également une zone tendue qui se trouve à sa partie inférieure, ayant des contraintes de traction (positives), la valeur maximale dans la semelle inférieure est de 60.76 MPa (figure V.11).

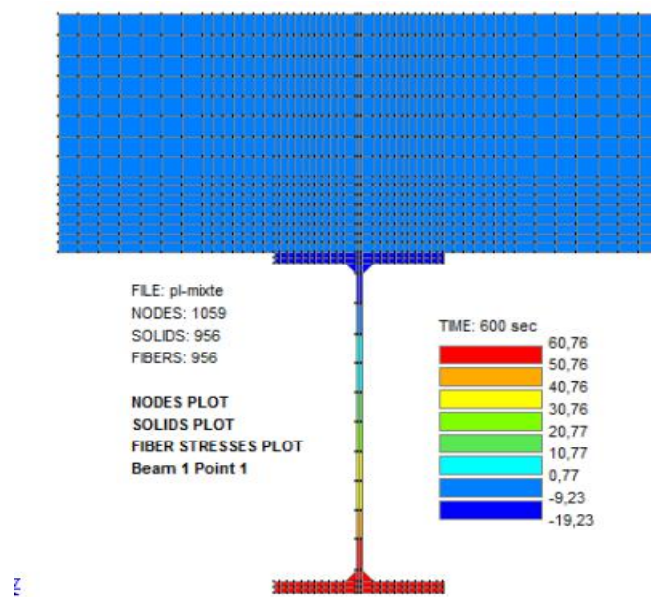


Figure V.11 : Valeurs de la contrainte après  $t = 10$  min d'exposition au feu

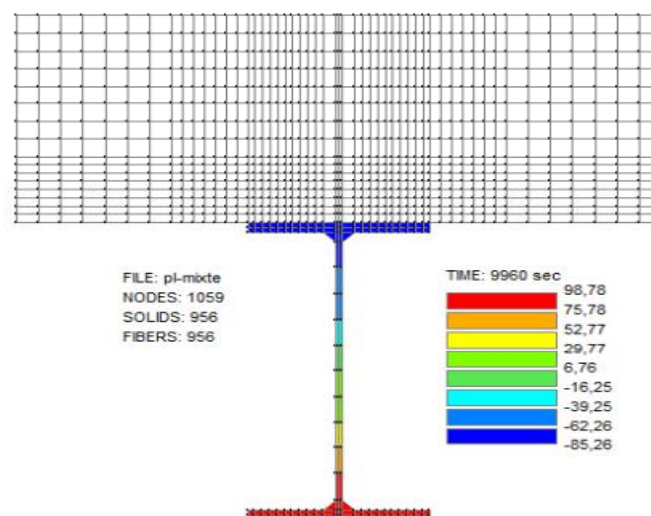


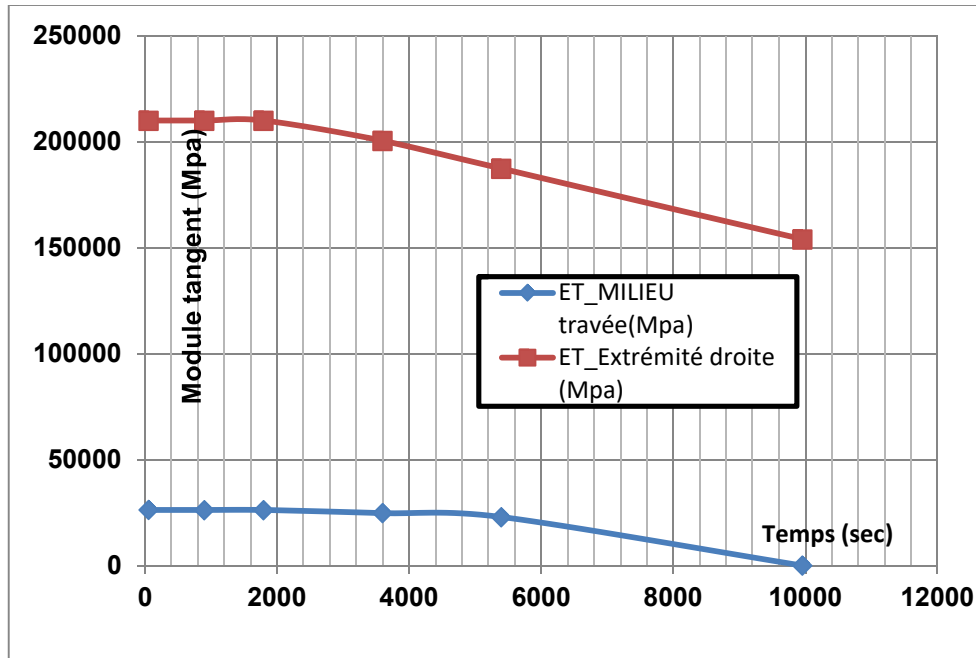
Figure V.12 : Valeurs de la contrainte au moment de la ruine à l'extrémité gauche (élément 1)

Au temps de ruine 166 min, la (figure V.12) montre que la partie du plancher qui est en béton, a perdu tout genre de contrainte, ce qui montre que dans la zone comprimé le béton est endommagé. Elle montre également des valeurs de contrainte de traction en zone tendue et compression en zone comprimée, au niveau du profilé car l'acier a une certaine ductilité en présence des hautes températures.

#### V.2.4. Caractéristiques mécaniques dans un élément de la section du plancher

**Tableau V.2:** Module Tangent au niveau de la semelle inférieure (zone tendue)

Temps (sec)	$E_T$ Milieu travée(Mpa)	$E_T$ Extrémité droite (Mpa)
60	26250	210000
900	26226	210000
1800	26170	210000
3600	24767	200468
5400	22886	187302
9960	00	153948

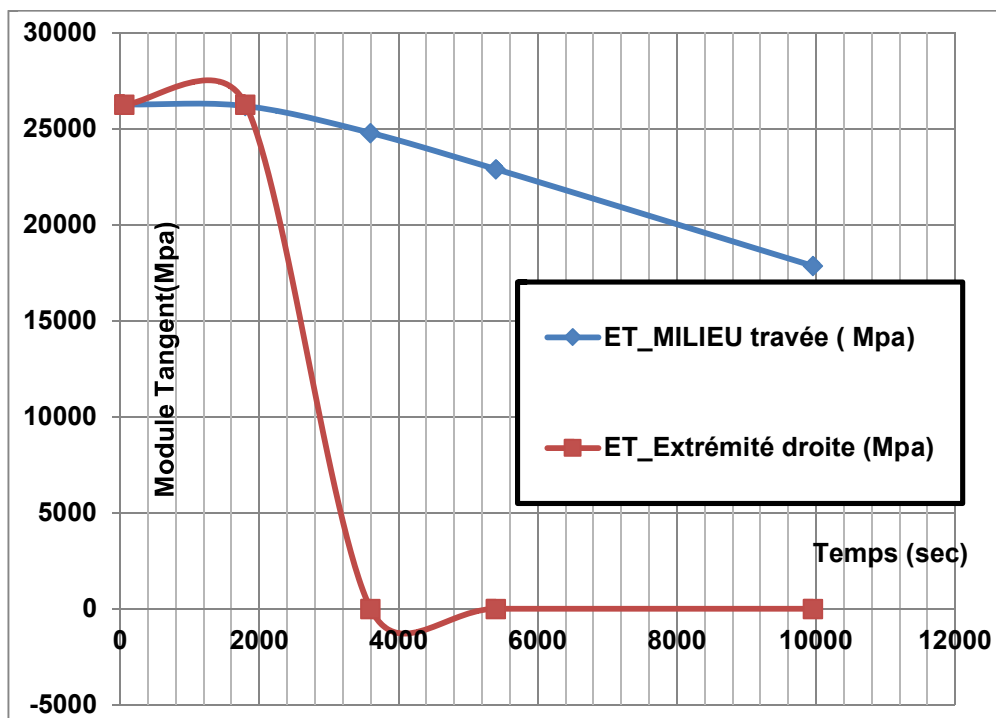


**Figure V.13:**Diagramme duModule Tangent au niveau de la semelle inférieure (zone tendue)

La figure V.13 présente deux courbe pour le module d'élasticité dans la zone tendue, une correspond à une section au niveau de l'appui et l'autre au milieu de la travée. Il est clair que qu'au milieu de la travée dans la partie endommagée le module d'élasticité est très faible.

**Tableau V.3** : Module Tangent au niveau de la dalle (partie supérieure ou zone comprimée)

Temps (sec)	$E_T$ Milieu travée ( Mpa)	$E_T$ Extrémité droite (Mpa)
60	26250	26250
1800	26173	26250
3600	24767	00
5400	22886	00
9960	17845	00

**Figure V.14**: Diagramme du Module Tangent au niveau de la dalle (partie supérieure ou zone comprimée)

La figure V.14 montre l'évolution du module tangent dans la partie supérieure de la dalle en béton dans la zone comprimée au niveau de deux section (milieu de travée et extrémité). On remarque que le module d'élasticité reste constant pendant 30 min, ensuite, il commence à diminuer, lentement concernant la section du milieu de travée jusqu'à la valeur 18000 Mpa, au moment de la ruine. En ce qui concerne la section se trouvant au voisinage de l'appui, il diminue brusquement, atteignant la valeur zéro au bout de 46 min.

## Conclusion

- On constate que l'extrémité droite du plancher subit des déplacements dans les deux sens horizontal et vertical, ce déplacement évolue en fonction du temps et de la température. Ce qui prouve que le plancher subit des déformations.
- Nous remarquons qu'après une durée de 166 min (2h 46 min) le plancher est entré en ruine avec une flèche importante, particulièrement au milieu de la travée.
- Par comparaison au déplacement horizontal, les valeurs du déplacement verticales sont assez importantes.
- Observe d'après l'analyse mécanique que pour une durée d'exposition au feu de 15min, au milieu de la travée, toute la section du plancher présente des valeurs insignifiantes du module d'élasticité, à l'exception de la semelle supérieur qui a gardé la valeur initiale de cette caractéristique car elle est protégé contre l'incendie à sa face supérieure par la dalle en béton. Toute fois, aux extrémités le plancher est encore en bon état.
- Des contraintes naissent dans la section du plancher, après 5 min d'exposition au feu. En effet, le plancher soumis au chargement mécanique (poids propre du plancher plus les trois charges concentrées), présente une zone comprimée se trouvant à sa partie supérieure, dans cette zone les contraintes sont négatives assez faibles dans le béton. Il contient également une zone tendue qui se trouve à sa partie inférieure, ayant des contraintes de traction (positives)
- Au temps de ruine 166 min, la partie du plancher qui est en béton, a perdu tout genre de contrainte, ce qui montre que dans la zone comprimé le béton est endommagé. Elle montre également des valeurs de contrainte de traction en zone tendue et compression en zone comprimée, au niveau du profilé car l'acier a une certaine ductilité en présence des hautes températures.
- L'évolution du module tangent dans la semelle inférieure, au milieu de la travée donne des valeurs faibles car c'est une zone critique (zone tendue), par contre aux extrémités le module d'élasticité est assez important, il garde sa valeur initiale (210000 Mpa) pendant 30 min, ensuite, il diminue progressivement jusqu'au temps de ruine, il atteint une valeur de 150000 Mpa.



# **Conclusion générale**

### Conclusions générales

- Il a été observé que la température augmente d'une manière très lente dans la dalle en béton. A l'exception des parties en contact avec le feu, ce qui revient à la faible conductivité thermique du béton. Toutefois, dans le profilé en acier, la température évolue d'une manière rapide. Particulièrement dans le centre de gravité du profilé.
- On constate que l'extrémité droite du plancher subit des déplacements dans les deux sens horizontal et vertical, ce déplacement évolue en fonction du temps et de la température. Ce qui prouve que le plancher subit des déformations.
- Nous remarquons qu'après une durée de 166 min (2h 46 min) le plancher est en ruine avec une flèche importante, particulièrement au milieu de la travée.
- Par comparaison au déplacement horizontal, les valeurs du déplacement verticales sont assez importantes.
- Observe d'après l'analyse mécanique que pour une durée d'exposition au feu de 15min, au milieu de la travée, toute la section du plancher présente des valeurs insignifiantes du module d'élasticité, à l'exception de la semelle supérieure qui a gardé la valeur initiale de cette caractéristique car elle est protégée contre l'incendie à sa face supérieure par la dalle en béton. Toutefois, aux extrémités le plancher est encore en bon état.
- Des contraintes naissent dans la section du plancher, après 5 min d'exposition au feu. En effet, le plancher soumis au chargement mécanique (poids propre du plancher plus les trois charges concentrées), présente une zone comprimée se trouvant à sa partie supérieure, dans cette zone les contraintes sont négatives assez faibles dans le béton. Il contient également une zone tendue qui se trouve à sa partie inférieure, ayant des contraintes de traction (positives)
- Au temps de ruine 166 min, la partie du plancher qui est en béton, a perdu tout genre de contrainte, ce qui montre que dans la zone comprimé le béton est endommagé. Elle montre également des valeurs de contrainte de traction en zone tendue et compression en zone comprimée, au niveau du profilé car l'acier a une certaine ductilité en présence des hautes températures.
- L'évolution du module tangent dans la semelle inférieure, au milieu de la travée donne des valeurs faibles car c'est une zone critique (zone tendue), par contre aux extrémités la courbe montre que le module d'élasticité est assez important, il garde sa valeur initiale (210000 Mpa) pendant 30 min, ensuite, il diminue progressivement jusqu'au temps de ruine, il atteint une valeur de 150000 Mpa.

# *Bibliographie*

- 1- L. SCHOONBAERT. Fire safety engineering une solution pour le futur.
- 2-Cours de protection contre l'incendie destiné aux préventionnistes incendie,<http://www.aresu.be/>, Helid Aresu de Seui.
- 3-Sobane. Fiche 1 d'observation le triangle du feu et les principes d'extinction 2004.
- 4-PURKISS, J. Fire safety engineering, design of structures. Great Britain: Butterworth-Heinemann, 2007.
- 5-SOCIETY OF FIRE PROTECTION ENGINEERS (SFPE). The SFPE Handbook of fire protection engineering, Third Edition. United States of America: Courier/Westford, 2002.
- 6-EN 1991-1-2. Eurocode 1 : Actions sur les structures – Partie 1-2 : Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Juillet 2003.
- 7-Loïc Thomas Guy Archambault .sécurité incendie Collection Mémentos acier .Nouvelleédition 2005.
- 8- Ir Jean-François Denoël. Sécurité incendie et constructions en béton Choix du béton,FEBELCEM Fédération de l'industrie cimentière belge.
- 9-thèse SEKKIOU SOUMAYA. Etude de comportement des poteaux mixte (acier-béton)compte tenu d'une exigence au feu.
- 10-Timothy Mark Jennings .UT Fire a Preprocessor for SAFIR2007, for Analysis of Heat Transfer for Structural Members Exposed to Fire. The University of Texas at AustinDecember 2009.
- 11-L.G. Cajot, M. Haller & M. Pierre Projet DIFISEK Partie 1: Actions thermiques et mécaniques PROFILARBED S.A, Esch/Alzette, Grand Duché du Luxembourg.
- 12- Daniel Joyeux 'Détermination de la température des structures métalliques en situationd'incendie selon l'EUROCODE 3', revue de construction métallique, n°3 1999.
- 13-Jean Marie Aribert 'Alternative françaises à l'EUROCODE pour un calcul simplifié à l'incendie des poteaux mixte à profils creux remplis de béton', Colloque international de Timisoara, "L'acier dans les constructions modernes", 13-15 Octobre 2005.

- 14-D. Dhima, 'calcul simplifié de la température critique selon la norme XP ENV 1993-1-2', revue de construction métallique, n°3-1999.
- 15-Bo Wu, Yu-ye Xu, 'Behavior of axially-and-rotationally restrained concrete columns with '+'-shaped cross section and subjected to fire' Fire Safety Journal vol, 44 pp, 212–218,(2009).
- 16-Belounis R. Etude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.
- 17-Sekkiou S. Etude du comportement des poteaux mixtes acier-béton compte tenu d'une exigence au feu. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.
- 18- YU, X., HUANG, Z., BURGESS, I.W., PLANK, R.J. Nonlinear analysis of orthotropic composite slabs in fire. Engineering Structures, January 2008, Vol. 30, Issue 1, pp. 67-80.
- 19- NEWMAN, G.M., ROBINSON, J.T., BAILEY, C.G. Fire safe design: a new approach to multi-storey steel-framed buildings, Second edition, SCI (The Steel Construction Institute) Publication P288, United Kingdom, 2006.
- 20-BUJNAK, J. Analyse globale de poutres mixtes acier-béton – approche analytique et modélisation non linéaire. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand 2, Juillet 2007.
- 21-EN 1993-1-2. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Novembre 2005.
- 22-EN 1994-1-2. Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu. COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), Février 2006.
- 23-EN 1992-1-2. Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- 24-COLLET, Y. Etude des propriétés du béton soumis à des températures élevées entre 200°C et 900 °C. Annales des Travaux Publics Belges, n°4, pp. 332-338, 1977.

- 25-HARMATHY, T.Z. Thermal properties of concrete at elevated temperatures. *Journal of Materials, American Society of Testing and Materials*, Vol. 5, No. 1, pp; 47-74, 1970.
- 26-NECHNECH, W. Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élasto-plastique endommageable. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2000.
- 27- EN 1993-1-1. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), Octobre 2005.
- 28- THOMAS, L. Fire resistance of building elements. Test report no. 08-G-407, 2009, Efectis.
- 29-MALECOT, Y., DAUDEVILLE, L., DUPRAY, F., POINARD, C., BUZAUD, E. Strength and damage of concrete under high triaxial loading. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 14, Issue 6-7, 2010, pp. 777-803.
- 30-TERRIEN, M. Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, n° 105, pp 65-72, 1980.
- 31-FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G. On the residual properties of high performance siliceous concrete exposed to high temperature. Special Volume in honor of Z. P. Bazant's 60th Anniversary, Hermes, Prague, pp 167-186, 1998.
- 32- HEINFLING, G. Contribution à la modélisation numérique du comportement du béton et des structures en béton armé sous sollicitations thermo-mécaniques à hautes températures. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon et Université Claude Benard Lyon, 1998.

# **Annexes Simulations**

## 1. ANALYSE THERMIQUE

Profile: IPE A 360 Type: IPE  
Fire curve: FISO - Exposed Faces:1 1 1 0  
Protected with: (None) 0 mm 0 mm 0 mm;

```

NNODE 1059
NDIM 2
NDOFMAX 1
FROM 1 TO 1059 STEP 1 NDOF 1
END_NDOF
TEMPERAT
TETA 0.9
TINITIAL 20.0
MAKE.TEM
NORENUM
pl-mixte.tem
NMAT 2
ELEMENTS
SOLID 956
NG 2
NVOID 0
END_ELEM
```

## 2. ANALYSE MECANIQUE

Plancher mixte  
Input file for SAFIR2004

```

NPTTOT 4840
NNODE 17
NDIM 2
NDIMMATER 1
NDDLMAX 3
FROM 1 TO 17 STEP 2 NDDL 3
FROM 2 TO 16 STEP 2 NDDL 1
END_NDDL
STATIC PURE_NR
NLOAD 1
OBLIQUE 0
COMEBACK 1.
LARGEUR11 2000
LARGEUR12 100
NORENUM
NMAT 2
ELEMENTS
BEAM 8 1
NG 2
```

```

NFIBER 956
END_ELEM
  NODES
    NODE 1 0.00000 0.00000
    GNODE 17 5.00000 0.00000 1
  FIXATIONS
    BLOCK 1 F0 F0 NO
    BLOCK 17 NO F0 NO
  END_FIX
  NODOFBEAM
  pl-mixte.tem
  TRANSLATE 1 1
  TRANSLATE 2 2
  END_TRANS
  ELEM 1 1 2 3 1
  GELEM 8 15 16 17 1 2
  PRECISION 1.E-4
  LOADS
    FUNCTION FLOAD
    NODELOAD 5 0. -1572. 0.
    NODELOAD 9 0. -1572. 0.
    NODELOAD 13 0. -1572. 0.
    DISTRBEAM 1 0. -235355.
    GDISTRBEAM 8 0. -235355. 1
  END_LOAD
  MATERIALS
  STEELEC3
    210.E9 0.3 355.0E6 1200. 0.
  SILCONCEC2
    0.2 25.E6 0. 1.
  TIME
    60. 36000.
  ENDTIME
  LARGEDISPL
  EPSTH
  IMPRESSION
  TIMEPRINT
    60. 36000.
  END_TIMEPR
  PRINTMN
  PRINTREACT
  PRNSIGMABM 1 1
  PRNSIGMABM 5 1
  PRINTET 5 1
  PRINTET 8 2

```