

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
جامعة باجي مختار – عنابة

**BADJI MOKHTAR UNIVERSITY – ANNABA**  
**UNIVERSITE BADJI MOKHTAR – ANNABA**



**FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**THESE DOCTORAT**  
**en Sciences en Génie Civil**

**Thème**

**COMPORTEMENT AU FEU**  
**DES STRUCTURES MIXTES ACIER BETON.**  
**Cas des profilés creux en acier remplis de béton.**

**Option : STRUCTURE**

**Par : FELLAH Farid**

**Directeur de Thèse : Professeur SERIDI Ahcène**  
**Université M'hamed BOUGARA - Boumerdès - Algérie**

*A Abderrahmane, mon nouveau flambeau,*

*A mon défunt père,*

*A ma mère, que Dieu prolonge sa vie,*

*A ma femme,*

*A mes enfants,*

*A toute ma famille.*

## REMERCIEMENTS

Je remercie Monsieur le professeur A. SERIDI d'avoir accepté d'être mon directeur de thèse et de m'avoir soutenu durant tout ce périple qui m'a conduit finalement au rivage.

Je remercie Monsieur le professeur B. REDJEL pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant d'être le président de mon jury.

Mes sincères remerciements sont adressés à Messieurs les professeurs M. GUENFOUD, A. BENOUIS, M.F. HABITA et le docteur Y. HADDIDANE pour leur participation comme examinateurs au jury.

Mes sincères reconnaissances sont à adresser à Messieurs les professeurs J-C. DOTREPPE et J-M FRANSSSEN pour m'avoir, non seulement accueilli au niveau du département ArGEnCo (Architecture, Géologie, Environnement et Construction) de la faculté des sciences appliquées de l'Université de Liège (Belgique) mais aussi de m'avoir soutenu et encouragé pendant plusieurs années pour finaliser ce modeste travail. Leurs précieux conseils m'ont été plus que bénéfiques pour comprendre certains points essentiels sur le comportement au feu des structures. Encore une fois, je leur adresse ma profonde gratitude.

J'adresse mes remerciements à tout le personnel du département ArGEnCo et à leur tête Madame Françoise Michiels.

Pour terminer, mes remerciements vont à tous ceux qui m'ont soutenu pour finaliser ce mémoire et en particulier à ceux qui ont pris ma défense pour concrétiser cette tâche.

# RESUME

Dans le domaine du génie civil, l'incendie reste un risque permanent qui doit être pris en compte lors de la construction de bâtiments ou lors de leurs réhabilitations. Dans de nombreux pays, les autorités essaient de légiférer pour limiter autant que possible ce risque. Bien sur, la manière la plus sûre de lutter contre les effets désastreux d'un incendie c'est d'éviter son déclenchement. Mais, l'expérience montre que les trois étapes : prévention, détection et extinction, sont parfois dépassées et que les incendies arrivent quand même à se développer et à prendre une ampleur importante et cela malgré toutes les précautions prises par les systèmes de prévention sécuritaires.

Les incendies dans les ouvrages de bâtiments civils et industriels peuvent causer des catastrophes qui entraînent des conséquences, lourdes en vies humaines et en biens économiques. Dans le domaine du génie civil et en particulier dans le bâtiment, l'incendie, du point de vue normes et règlementations est une action classée comme chargement accidentel au même titre que les séismes, les chocs et les explosions par exemple.

L'étude comprend la présentation des méthodes de dimensionnement et de vérification des colonnes en profils creux en acier remplis de béton, armé ou non armé selon les Eurocodes 2, 3 et 4 ainsi qu'une méthode numérique, basée sur la méthode des éléments finis, permettant de simuler le comportement des structures exposées au feu. Des comparaisons ont été faites entre ces méthodes tout en s'appuyant sur quelques résultats expérimentaux réalisés en Europe et en Amérique du Nord.

Pour ce qui est du contenu du mémoire, il est rédigé en langue française et comporte une introduction et cinq chapitres. Dans l'introduction, la thématique du problème est exposée tout en précisant les risques et les pertes causés par les incendies.

Après avoir rappelé au chapitre 1, certaines généralités sur des notions générales liées à l'incendie, et la présentation des structures mixtes acier béton, en particulier les colonnes en tube d'acier remplies de béton, armé ou non armé et des propriétés thermomécaniques des matériaux acier et béton aux températures élevées exposées dans les Eurocodes, une étude du problème de flambement des colonnes en général et des profils creux en acier remplis de béton en particulier est présentée au chapitre 2.

Le chapitre 3 est consacré à la présentation des méthodes de calcul de la résistance des profils creux en acier remplis de béton, à température ambiante et à température élevée en cas d'incendie selon l'Eurocode 4. Une méthode simplifiée proposée par la norme canadienne dénommée Kodur est aussi exposée dans ce chapitre.

Un code de calcul numérique SAFIR par éléments finis, développé à l'université de Liège, en Belgique, est exposé dans le chapitre 4. Ce logiciel permet de simuler les structures mixtes acier béton à température élevée mais aussi à température ambiante. Le chapitre 5 renferme une étude comparative entre les différentes méthodes de calculs de la résistance au feu présentées aux chapitres précédents. Le domaine de validité et les limitations de chaque méthode ont été étudiés et les différences ont été analysées ainsi que l'influence des différents paramètres. Plusieurs types de sections, circulaires et carrées, ont été étudiés en compression axiale et en compression. Aussi, il est proposé une méthode de protection contre le feu des colonnes en béton armé sollicitées à l'action d'un modèle de feu naturel paramétré, en phase de refroidissement. Ce chapitre se termine par une analyse des résultats obtenus. Le document se termine par une conclusion générale et quelques recommandations.

# SUMMARY

In the field of civil engineering, fire remains a constant risk that must be taken into account in the construction of buildings or in their rehabilitations. In many countries, the authorities are trying to pass legislation to minimize this risk. Of course, the safest way to fight against the disastrous effects of a fire is to prevent its onset. However, experience shows that the three steps: prevention, detection and extinction, are sometimes outdated and that the fires still happen to grow and make a significant extent and despite all the precautions taken by security prevention systems.

The fires in the works of civil and industrial buildings can cause disasters with consequences, heavy in lives and economic assets. In the field of civil engineering and especially in the building, the fire, from the standpoint standards and regulations is an action classified as accidental loading as well as earthquakes, impacts and explosions for example.

The study includes the presentation of design methods and verification of columns in hollow steel filled with concrete, reinforced or unreinforced according to Eurocodes 2, 3 and 4 and a digital method based on the finite element method, to simulate the behavior of structures exposed to fire. Comparisons were made between all these methods based on experimental results made in Europe and North America.

Regarding the contents of memory, it is written in French and has an introduction and five chapters. In the introduction, the theme of the issue is exposed while specifying the risks and losses caused by fire. After recalling in Chapter 1, some generalities about general concepts related to fire, to the presentation of composite steel and concrete structures, particularly in steel tube columns filled with concrete, reinforced or unreinforced and thermo mechanical properties of steel material and concrete exposed to high temperatures in the Eurocodes. A study of the columns buckling problem, in general, and hollow steel filled with concrete in particular is presented in Chapter 2.

Chapter 3 is devoted to the presentation of the methods for calculating the resistance of hollow steel filled with concrete at room temperature and elevated temperature in case of fire according to Eurocode 4. A simplified method proposed by the Canadian standard called Kodur is also exposed in this chapter.

A code of numerical calculation SAFIR finite element developed at the University of Liège, Belgium, is discussed in Chapter 4. This software can simulate composite steel concrete structures at high temperatures but also at room temperature. Chapter 5 presents a comparative study of different methods of calculation of fire resistance presented in the previous chapter. The range of validity and limitations of each method were studied and the differences were analyzed and the influence of the different parameters. Several types of sections, circular and square, were studied in axial compression and compression eccentric and were the basis for the comparative study. Also, there is provided a method of protection against fire of reinforced concrete columns requested to the action of a parameterized natural heat, cooling phase. The chapter concludes with an analysis of the results. The paper ends with a general conclusion and some recommendations.

## ملخص

في مجال الهندسة المدنية، لا يزال الحريق الخطر الدائم الذي يجب أن يؤخذ بعين الاعتبار في تشييد المباني. في العديد من البلدان، تحاول السلطات تمرير تشريعات للحد قدر المستطاع من هذا الخطر. بطبيعة الحال، إن أسلم طريقة لمقاومة الكوارث الناجمة عن لحريق هو منع حدوثه. و لكن التجربة تبين أن المراحل الثلاثة: الوقاية، الكشف والإطفاء، لا يمكن التحكم فيهم في بعض الأحيان و تحدث الحرائق و تنمو بحد كبير بالرغم من كل الاحتياطات التي اتخذتها أنظمة الوقاية الأمنية. الحرائق في المباني المدنية والصناعية يمكن أن تسبب كوارث ذات عواقب وخيمة في الأرواح والممتلكات الاقتصادية.

في هذا المجال و خصوصا في المباني يصنف الحريق من الجانب القانوني كفعل شبيه عل سبيل المثال بالزلازل، الصدمات و الانفجارات. وتشمل الدراسة عرض طرق التصميم للأعمدة الفولاذية ذات البنية الجوفاء المليئة بالخرسانة المسلحة أو غير المسلحة وفقا للأوروكود 2،3 و 4 (Eurocodes 2,3 et 4) و كذلك طريقة رقمية قائمة على طريقة العناصر المتممة (M.E.F.)، التي تسمح بمحاكاة سلوك الهياكل المعرضة للنار. كما أجريت مقارنات بين هذه الطرق على أساس النتائج التجريبية المحرزة في أوروبا وأمريكا الشمالية.

فيما يتعلق بمحتويات المذكرة، هي محررة باللغة الفرنسية وتحتوي على مقدمة وخمسة فصول. في المقدمة، نتطرق للجانب النظري من الإشكالية مع تحديد المخاطر والخسائر الناجمة عن الحرائق.

بعد أن ذكر في الفصل الأول، بعض العموميات حول المفاهيم العامة المتعلقة بالحريق وعرض هياكل مركبة فولاذ خرسانة، خاصة في الأعمدة الفولاذية ذات البنية الجوفاء المليئة بالخرسانة المسلحة أو غير المسلحة، و الخصائص الميكانيكية الحرارية لمادة الفولاذ والخرسانة تحت درجات حرارة مرتفعة المطروحة في الأوروكود (Eurocodes). تم دراسة مشكلة النواء الأعمدة بصفة عامة و الأعمدة الفولاذية ذات البنية الجوفاء المليئة بالخرسانة بصفة خاصة في الفصل الثاني.

ويخصص الفصل الثالث إلى عرض طرق لحساب مقاومة الأعمدة الفولاذية ذات البنية الجوفاء المليئة بالخرسانة، حسب درجة حرارة عادية ودرجة حرارة مرتفعة في حالة نشوب حريق وفقا للأوروكود 4 (Eurocodes 4). كما تعرضنا في هذا الفصل إلى طريقة مبسطة مقترحة وفق المعايير الكندية المسماة بكودير (Kodur).

في الفصل الرابع نعرض مدونة حساب رقمي سفير (SAFIR) للعناصر المتممة (M.E.F.)، أنجزت في جامعة لياج – بلجيكا (Belgique - Liège). و يمكن لهذا البرنامج بمحاكاة الهياكل المركبة فولاذ خرسانة تحت درجة حرارة مرتفعة و أيضا تحت درجة حرارة عادية.

و يعرض الفصل الخامس دراسة مقارنة لطرق مختلفة لحساب مقاومة الحريق التي تطرقنا لها في الفصول السابقة. كما تم دراسة مدى صلاحية و حصر كل طريقة، وتحليل الاختلافات و كذلك تأثير مختلف العوامل. عدة أنواع من المقاطع، دائرية ومربعة، تم دراستهم تحت الضغط المحوري و الضغط و غير المحوري. أيضا، تم عرض طريقة للحماية ضد الحريق لأعمدة الخرسانة المسلحة، تحت تأثير نوع من نار طبيعية في مرحلة التبريد (feu naturel paramétré). ويختتم هذا الفصل بتحليل النتائج المتحصل عليها.

و تنتهي المذكرة بخلاصة عامة وبعض التوصيات.

## **SOMMAIRE**

RESUMES.....	3
SOMMAIRE.....	6
INTRODUCTION.....	10

### **CHAPITRE 1**

#### **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

1.1 PRESENTATION DES SECTIONS MIXTES ACIER BETON.....	13
1.2 NOTION «INCENDIE-FEU» .....	15
1.2.1 Sécurité incendie.....	15
1.2.2 Physique de l'incendie.....	16
1.2.3 Modes de propagation de l'incendie.....	17
1.2.4 Modélisation d'un incendie.....	19
1.2.4.1 Courbe nominales température/temps.....	20
1.2.4.2 Modèles de feu naturel.....	23
1.2.4.3 Courbes paramétrées température/temps d'un feu naturel de compartiment (Annexe A - Eurocode 1 - EN 1991-1-2).....	32
1.3 EXEMPLE DE DETERMINATION D'UNE COURBE INCENDIE PARAMETREE (annexe a de l'eurocode en 1991-1-2).....	42
1.4 PROCEDURE DE CALCUL STRUCTURAL AU FEU.....	46
1.5 ACTIONS POUR L'ANALYSE THERMIQUE (ACTIONS THERMIQUES) ....	46
1.6 ACTIONS POUR L'ANALYSE STRUCTURALE (ACTIONS MECANIQUES)	47
1.7 CONCLUSION.....	48
1.8 PROPRIETES THERMO-MECANIQUES des MATERIAUX ACIER et BETON AUX TEMPERATURES ELEVEES.....	48
1.8.1 COMPORTEMENT DE L'ACIER DE CONSTRUCTION.....	49
1.8.1.1 Caractéristiques thermo-physiques.....	49
1.8.1.2 Caractéristiques mécaniques.....	53
1.8.2 COMPORTEMENT de L'ACIER D'ARMATURE.....	62
1.8.3 COMPORTEMENT DU BETON.....	62
1.8.3.1 Caractéristiques thermo-physiques.....	62
1.8.3.2 Caractéristiques mécaniques.....	69
1.9 INTERACTION BETON-ACIER DANS LES POTEAUX MIXTES EN PROFIL CREUX EN ACIER REMPLI DE BETON.....	77

## **CHAPITRE 2**

### **RESISTANCE A FROID** **DES COLONNES EN PROFILS CREUX** **EN ACIER REMPLIS DE BETON**

2.1	GENERALITES.....	80
2.2	HISTORIQUE SUR L'ETUDE DU FLAMBEMENT.....	80
2.3	RESISTANCE SOUS CHARGES CENTREES.....	82
2.3.1	Domaine d'application de la méthode de l'Eurocode 4.....	82
2.3.1.1	Vérification de la résistance à la compression simple.....	83
2.3.1.2	Résistance à une interaction de compression et flexion.....	86
2.4	INSTABILITÉ À FROID DES POTEaux MIXTES À LA FLEXION BIAXIALE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS. Cas des sections rectangulaires.....	94
2.4.1	Modèles de comportement à froid des matériaux acier et béton.....	94
2.4.2	Rigidité flexionnelle «EI» des sections en tubes d'acier remplis de béton.....	94
2.4.2.1	Rigidité à partir de la relation moment-courbure.....	94
2.4.3	Détermination de la charge de ruine par la méthode des éléments finis.....	98
2.4.3.1	Analyse linéaire de la stabilité.....	98
2.4.3.2	Théorie générale du flambement biaxial.....	101
2.4.3.3	Formulation de la théorie.....	102
2.4.3.4	Procédure de détermination de la charge de ruine.....	103
2.4.3.5	Organigramme de la procédure.....	103
2.4.4	Comparaison des résultats, analyses et conclusions.....	105
2.4.4.1	Rigidité élastique d'après l'Eurocode 4.....	105
2.4.4.2	Interprétation des résultats obtenus.....	108

## **CHAPITRE 3**

### **RESISTANCE DES PROFILS CREUX** **EN ACIER REMPLIS DE BETON,** **A TEMPERATURE ELEVEE**

3.1	MODELE DE VALEURS TABULEES.....	110
3.1.1	Introduction.....	110
3.1.2	Vérification de la résistance au feu des éléments mixtes par valeurs tabulées selon l'Eurocode 4.....	111



3.2	MODELE DE CALCULS SIMPLIFIES ET CALCULS AVANCES.....	112
3.2.1	Stabilité au feu des poteaux non-protégés en profils creux en acier remplis de béton (Annexe G de l’Eurocode 4 - ENV 1994-1-2 et Annexe H de l’Eurocode 4 EN 1994-1-2) .....	113
3.2.2	Stabilité au feu des poteaux non-protégés, en profils creux en acier, remplis de béton (Annexe nationale française de l’eurocode 4 – EN 1994-1-2) .....	118
3.2.3	Résistance au feu des poteaux mixtes en profil creux en acier, remplis de béton, selon la méthode de KODUR.....	126
3.2.4	Méthodes de calculs avancés.....	129

## **CHAPITRE 4**

### **ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS DU COMPORTEMENT AU FEU DES PROFILS CREUX EN ACIER REMPLIS DE BETON SELON LE CODE DE CALCUL NUMERIQUE « SAFIR »**

4.1	INTRODUCTION .....	130
4.2	INTERFACE GID (HTTP://GID.CIMNE.UPC.ES/)... ..	131
4.3	CAPACITES DE SAFIR.....	131
4.3.1	Capacités de l’analyse thermique.....	132
4.3.2	Capacités de l’analyse de torsion.....	133
4.3.3	Capacités de l’analyse structurale de torsion.....	133
4.4	APPROCHE NUMERIQUE DE L’ANALYSE STRUCTURALE.....	133
4.5	APPROCHE NUMERIQUE DE L’ANALYSE THERMIQUE.....	134
4.6	MODELES DES FICHIERS POUR LES ANALYSES THERMIQUES ET STRUCTURALES.....	136
4.6.1	ANALYSE THERMIQUE.....	136
4.6.2	ANALYSE STRUCTURALE.....	143

## **CHAPITRE 5**

### **ETUDES COMPARATIVES DES METHODES UTILISEES**

5.1	MODELES DE FEUX UTILISES.....	153
5.2	COMPARAISON ENTRE LES TROIS METHODES POTFIRE, SAFIR ET KODUR.....	153

5.3	COMPARAISON DES RESULTATS DES TROIS METHODES AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	155
5.4	COMPARAISON ENTRE SAFIR ET POTFIRE POUR DES CHARGES EXCENTREES.....	157
5.5	COMPORTEMENT AU FEU DES COLONNES NON PROTEGEES EN BETON ARME SOUS L’ACTION D’UN FEU NATUREL.....	161
5.5.1	Protection des structures en béton armé contre l’action du feu.....	162
5.5.2	Protection des poteaux en béton armé contre l’action du feu.....	162
5.5.3	Interprétations des résultats de l’analyse thermique.....	171
5.5.4	Résultats et interprétations de l’analyse mécanique.....	173
	CONCLUSIONS.....	176
	RECOMMANDATIONS.....	177
	REFERENCES.....	178

## INTRODUCTION

Toute société est exposée à plusieurs risques tels que les séismes, les inondations, les tempêtes, les incendies et autres. Dans le domaine de la construction de bâtiments civils et industriels, l'incendie est un risque permanent qui doit être pris en compte lors de la conception, du dimensionnement et de la réalisation des ouvrages et même dans la réhabilitation dans certains cas. A cet effet, dans chaque pays, les autorités nationales, à tous les niveaux, légifèrent afin de limiter autant que possible ce risque.

Bien sur, pour éviter les conséquences néfastes des incendies c'est d'éviter leurs enclenchements. Malgré les précautions prises par les services de sécurité, à savoir prévention, détection et extinction, les incendies arrivent tout de même à se développer et à prendre de l'ampleur et donc causer des dégâts matériels et des pertes de vies humaines.

Dans le domaine du bâtiment, lors d'un incendie, les propriétés mécaniques des matériaux composants la structure des constructions se dégradent avec l'élévation de la température et leur capacité portante diminue au fur et à mesure que leurs températures augmentent, il peut donc en résulter une ruine partielle ou complète.

A partir de cela, tout bâtiment, quelque soit sa nature, dès sa conception, des mesures doivent être prises pour éviter l'effondrement de la structure et assurer la sécurité des personnes et celle des services de secours mais vise également à limiter les dommages matériels et économiques. La résistance au feu des structures est donc une des exigences qui est imposées aux constructions. L'ampleur d'un incendie est conditionnée par plusieurs paramètres parmi lesquels on notera principalement le type et la quantité des matériaux combustibles et la ventilation. Pour simplifier le modèle de feu, l'étude de la résistance au feu d'une structure, ou de ces éléments, que ce soit dans l'expérimentation ou dans la simulation numérique, est basée généralement sur un scénario de feu conventionnel.

Depuis longtemps, l'étude de la stabilité au feu des éléments d'une structure tels que poutres, poteaux, cloisons et autres était basée sur l'essai expérimental au feu normalisé et dont les résultats ont permis aux technologues de connaître plus ou moins les connaissances sur ce type d'action. Néanmoins les essais au feu présentent plusieurs inconvénients dont les plus importants sont leurs coûts et la taille des fours ou il est presque impossible de faire des essais sur des structures de grandeurs nature et on se limite à étudier uniquement des éléments isolés tels que poutres et poteaux. A partir des essais expérimentaux, il a été mis au point des formules empiriques, d'une application facile et rapide, largement sécuritaires, permettant aux ingénieurs de conception de vérifier la résistance au feu des éléments des structures. Cependant ces relations sont d'une application limitée tels que sections, longueurs, chargements etc.

Avec l'avènement de l'outil informatique et de ces performances d'une part et la connaissance des propriétés des matériaux aux températures élevées d'autres part, des méthodes théoriques utilisant la mécanique structurale et le principe de transfert thermique ont été mises au point. En effet, actuellement, de nombreux modèles existent, basés sur des méthodes numériques, et qui simulent d'une manière satisfaisante le comportement de structures avec la prise en compte des non linéarités de la géométrie de la structure et des matériaux qui la composent. Ces modèles portent le nom de calculs avancés.

Malheureusement, l'application des méthodes de calculs avancés par les ingénieurs de conception reste fastidieuse et complexe et l'on fait appel généralement à des méthodes simplifiées, moins complexes, basées sur des modèles numériques et validées par des résultats d'essais expérimentaux. Cependant ces méthodes simplifiées sont limitées dans leurs applications et des restrictions sont imposées telles que : feu standard, chargement limité, type de sections, longueurs, type de matériaux etc. Donc, pour une meilleure analyse des structures les plus diverses, en bois, en béton armé, en acier, mixtes acier-béton et autres, avec plusieurs scénarios de feu et plusieurs types de chargements, les modèles de calculs avancés sont les méthodes les plus réalistes.

Lorsqu'ils sont non protégés, les éléments structuraux en acier ont un comportement au feu défavorable lié à la conductivité thermique élevée de l'acier. Pour des exigences de résistance au feu de ce type d'élément, parmi les solutions adoptées c'est leur protection par divers procédés tels que : protection par couches de peinture intumescente, protection par interposition d'écrans, protection des éléments structuraux par des produits en plaques de plâtre, de laine de roche, de vermiculite etc. Néanmoins, ce procédé reste couteux et nécessite un entretien périodique. Comme autre alternative, de nombreux travaux de recherches ont montrés que l'association mixte des matériaux acier béton permet d'améliorer considérablement la résistance au feu des éléments en acier. Actuellement, parmi les sections mixtes utilisées dans les structures de construction, on notera principalement les profils creux en acier remplis de béton armé ou non armé comme poteaux et les profilés en acier enrobés de béton, partiellement ou totalement comme poutres et dans certains cas comme poteaux.

Grace aux nombreux travaux de recherches effectués sur les sections mixtes acier béton, en particulier vis-à-vis du comportement au feu, des règles de calculs de résistance au feu ont été élaborées telles que l'Eurocode 2, l'Eurocode 3 et l'Eurocode 4 respectivement pour les constructions en béton, en acier et mixtes acier béton. Actuellement en Europe, pour les constructions mixtes acier béton, l'Eurocode 4 regroupe les règles les plus complètes que ce soit pour le comportement à température ambiante (Eurocode 4 partie 1.1) ou pour le comportement au feu (Eurocode 4 partie 1.2). L'Eurocode 4 dans sa partie 1.2 présente trois approches de vérification de la résistance au feu des sections mixtes acier béton : des méthodes empiriques pour une évaluation rapide de la résistance au feu des éléments, appelé méthodes par valeurs tabulées, des méthodes simplifiées, applicables pour des éléments de structure isolés et une méthode par modèles de calcul avancés permettant de simuler la résistance de toute la structure entière.

L'élaboration de ces normes de calculs à contribuer considérablement au développement des constructions mixtes acier béton et en particulier l'utilisation des colonnes mixtes en profils creux en acier rempli de béton.

Malgré que le profil creux en acier subit une perte importante de résistance du à son exposition directe à l'incendie, son association avec le béton offre de nombreux avantages par rapport aux éléments en aciers. En effet, le béton de remplissage augmente non seulement la résistance du profil creux à température ambiante, mais lui confère aussi une bonne résistance au feu.

Malgré le développement des modèles numériques permettant au mieux d'analyser la résistance au feu des structures mixtes globales ou de ces différents éléments, il reste un point qui reste difficile à modéliser, c'est la liaison entre le tube en acier et le noyau béton qui, dans la majorité des cas, est supposée parfaite.

L'Eurocode 4 présente, dans sa partie 1.2, à l'annexe H, un modèle de calcul simplifié pour les colonnes en profils creux en acier remplis de béton, exposés aux conditions d'incendie normalisé sollicité à un chargement axial ou à un chargement axiale excentrée. Seulement cette méthode présente plusieurs limitations : faibles élancements, petites excentricités, pourcentage d'armature classe de résistance du béton et degré de résistance au feu.

A partir de cela, nous avons jugés utiles de consacrer une bonne partie de notre travail à une étude comparative entre les différentes méthodes de calculs de la résistance au feu des profilés creux en acier remplis de béton armé et non armé.

L'étude comprend la présentation des méthodes de dimensionnement et de vérification des colonnes en profils creux en acier remplis de béton, armé ou non armé selon les normes européennes Eurocodes 2, 3 et 4 ainsi qu'une méthode numérique SAFIR, basée sur la méthode des éléments finis, développée à l'université de Liège en Belgique, permettant de simuler le comportement des structures exposées au feu. De plus, une approche empirique, appelée méthode de KODUR, basée sur les normes canadiennes sera présentée et comparée avec celles qui viennent d'être citées. Des comparaisons ont été faites entre ces méthodes tout en s'appuyant sur quelques résultats expérimentaux réalisés en Europe et en Amérique du Nord.

Pour ce qui est du contenu du mémoire, il comprend une introduction, six chapitres, des conclusions, des recommandations et des perspectives.

Notre document commence par un **paragraphe** résumant le contenu des différents chapitres suivit d'une introduction générale du travail avec un résumé où la thématique du problème est exposée tout en précisant les risques et les pertes causés par les incendies.

Vient ensuite le **premier chapitre** dont le contenu est consacré à des rappels de notions générales liées à l'incendie, à la présentation des structures mixtes acier béton, en particulier les colonnes en tube d'acier remplies de béton, armé ou non armé et des propriétés thermomécaniques des matériaux acier et béton aux températures élevées exposées dans les Eurocodes et la norme DTU.

Le **chapitre 2** est consacré à l'étude du phénomène de flambement des colonnes en général et des profils creux en acier remplis de béton en particulier.

Le **chapitre 3** résume les méthodes de calcul de la résistance des profils creux en acier remplis de béton, à température ambiante et à température élevée en situation d'incendie selon l'Eurocode 4. Une méthode simplifiée proposée par la norme canadienne dénommée Kodur est aussi exposée dans ce chapitre.

Un code de calcul numérique SAFIR par éléments finis, développé à l'université de Liège, en Belgique, est exposé dans le **chapitre 4**. Ce logiciel permet de simuler les structures mixtes acier béton à température élevée mais aussi à température ambiante.

Le **chapitre 5** présente une étude comparative entre les différentes méthodes de calculs de la résistance au feu, présentée aux chapitres 3 et 4. Le domaine de validité et les limitations de chaque méthode ont été étudiés et les différences ont été analysées ainsi que l'influence des différents paramètres. Plusieurs types de sections, circulaires et carrées, ont été étudiés en compression axiale et en compression excentrée et ont été à la base de l'étude comparative. Dans ce chapitre, il est proposé brièvement une méthode de protection contre le feu des colonnes en béton armé sollicitées à l'action d'un feu naturel paramétré. Ce chapitre se termine par une analyse des résultats obtenus.

Enfin, le présent document se termine par une conclusion générale et des recommandations.

# Chapitre 1

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### 1.1 PRESENTATION DES SECTIONS MIXTES ACIER BETON

Dans le domaine du génie civil et en particulier dans les constructions de bâtiments civils et industriels, on entend par construction mixte, une association entre les deux matériaux acier et béton. Par rapport aux structures en béton armé ou en acier, les structures mixtes offrent beaucoup d'avantages aussi bien vis-à-vis des actions en situation normale qu'en situations accidentelles telles que le séisme ou l'incendie. En effet, par l'exploitation combinée des avantages de chaque matériau que sont la grande résistance du béton à la compression et la grande résistance à la traction des aciers pour compenser la faible résistance du béton à la traction, on obtient une nouvelle section mixte englobant simultanément les avantages des deux matériaux. Il existe plusieurs types de sections mixtes acier béton parmi lesquelles, on citera :

- les profilés creux en acier remplis de béton armé ou non armé (circulaires, carrées, rectangulaires et autres) utilisés principalement comme poteaux ;
- les profilés creux en acier remplis de béton armé (circulaires, carrées, rectangulaires et autres) et renforcés par des d'autres profilés noyés dans le béton utilisés comme poteaux ;
- les profilés de sections en I ou en H partiellement ou complètement enrobés, utilisés comme poutres ;
- les planchers mixtes avec ou sans plancher collaborant.

La **figure (1-1)** montre quelque type de section mixte acier béton utilisée dans les structures de bâtiments et ouvrages de génie civil. Dans cette étude, le type de section mixte étudié est le profilé creux en acier rempli de béton armé ou non armé. Pour les poteaux, la section transversale la plus utilisée dans les éléments structuraux est la section carrée ou circulaire.

Dans le domaine de la construction, l'utilisation des structures en tube d'aciers remonte vers environ les années 1940-1950. Du point de vue résistance, seule la section d'acier est prise en compte, le vide intérieur était destiné à d'autres fonctions, par exemples:

- Les membrures d'une structure en barres pour passerelles sont en même temps des canalisations pour fluides;
- Irrigation de la structure de certains ouvrages tels que les immeubles dans le but de les protéger contre les effets du feu;
- Remplissage du vide par du mortier ou béton, ce qui a pour effet d'une part de diminuer considérablement la transmission du bruit dans l'ouvrage et d'autre part de contribuer à la résistance à la stabilité au feu.

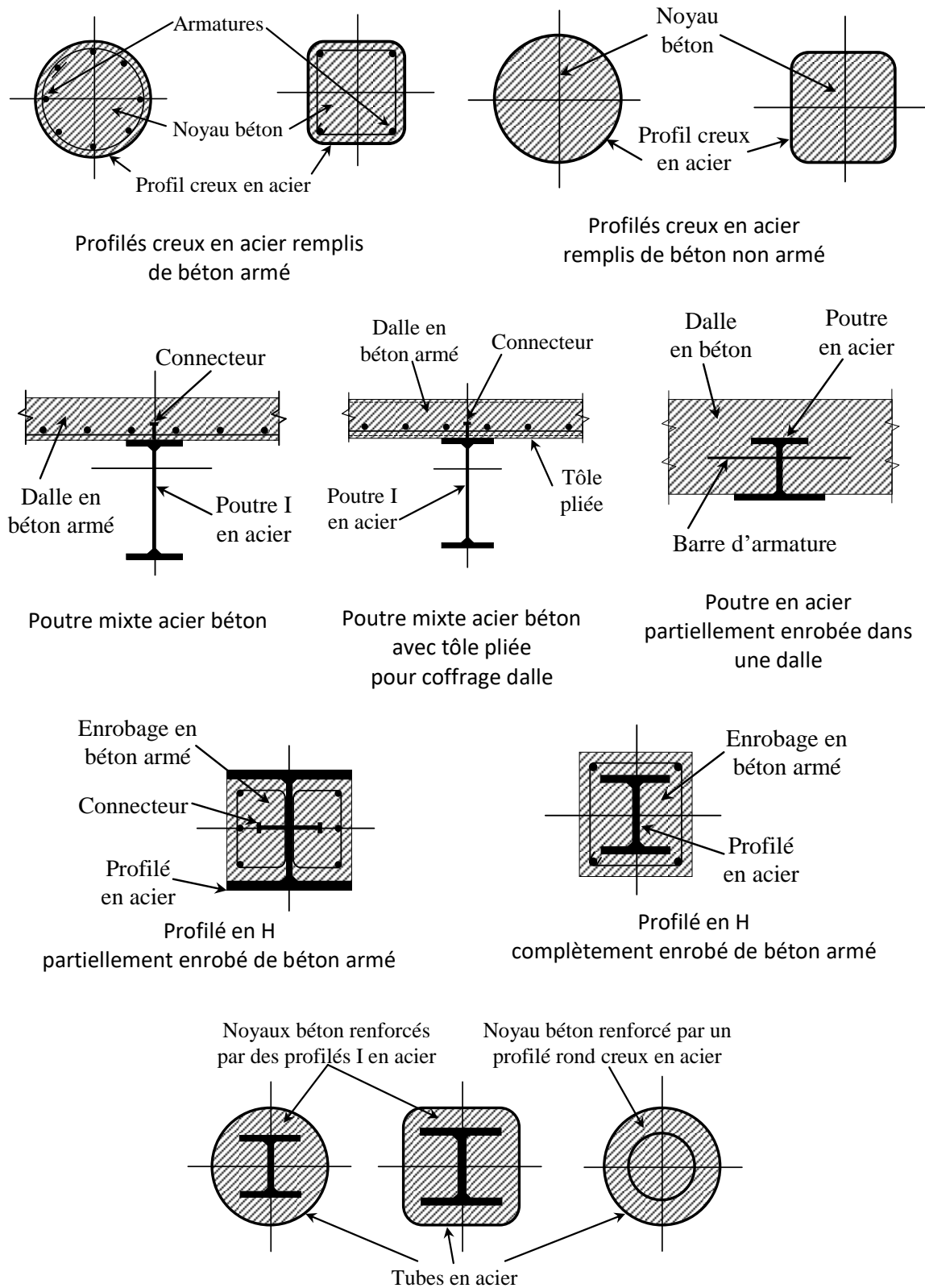


Figure (1-1) - Exemples de sections mixtes acier béton.

A l'opposé, certains constructeurs utilisaient le tube d'acier comme coffrages perdus et l'on ne tenait compte que de la résistance du noyau béton ou noyau béton armé pour résister aux efforts de la superstructure.

Le béton de remplissage dans les poteaux en profils creux en acier augmente considérablement la résistance au feu de ce type de section. En effet, la résistance du tube en acier vide, s'il est dimensionné à température ambiante et s'il n'est pas protégé extérieurement contre le feu (peintures intumescents, produits projetés ...), ne peut dépasser 30 minutes. En revanche, s'il est rempli de béton la résistance au feu peut dépasser 90 minutes en fonction du pourcentage d'armatures du béton sans protection extérieure [1].

## **1.2 NOTION «INCENDIE-FEU»**

### **1.2.1 Sécurité incendie**

Dans le cadre de la conception, de la vérification ou la réhabilitation d'un ouvrage vis-à-vis du comportement au feu, la problématique « incendie-feu » consiste avant tout à protéger les personnes et les biens tout en limitant la propagation de l'incendie. La sécurité incendie impose donc deux priorités : évacuer et protéger les personnes.

Dans cet axe, les pouvoirs publics fixent des dispositions, des arrêtés et des exigences réglementaires afin de prévenir du risque incendie, c'est-à-dire : empêcher la création du feu et limiter sa propagation, sécuriser la protection et l'évacuation des personnes, assurer l'intervention du personnels de lutte incendie (pompiers et autres personnels) en leurs facilitant l'utilisation de leurs moyens.

A travers le monde, le feu est l'une des causes de plusieurs décès et dégâts matériels. En France, par exemple, chaque année, il provoque le décès d'environ six cents personnes (98% des décès sont provoqués par asphyxie due aux fumées toxiques) et plus de 1.22 milliard d'euros sont versés aux entreprises par les sociétés d'assurances [2].

Il est à noter que lors d'un incendie, l'effondrement d'un ouvrage n'est jamais à l'origine des pertes humaines car en cet instant, la température à l'intérieur a atteint une valeur où aucune vie n'est plus possible.

Il est donc intéressant de se préoccuper du comportement de la structure durant l'évacuation des personnes (durant l'incendie) et celui de la phase d'après, durant l'extinction du feu. Bien sur, comme le stipule la législation en termes de sécurité, il faut s'assurer que le feu ne se propage pas à d'autres locaux et bâtiments voisins. Ceci ne peut être concrétisé qu'avec une bonne conception de l'ouvrage et des matériaux utilisés dans les éléments structuraux. Dans le domaine du bâtiment, l'acier, grâce à ces qualités du point de vue comportement au feu, il est le matériau de construction qui apporte les solutions techniques compétitives. En effet, l'acier est un matériau :

- incombustible ;
- étanches aux flammes et aux gaz ;
- après extinction du feu, il est le seul matériau à retrouver sa résistance initiale. Le risque de l'effondrement à froid est donc limité, ceci est un grand avantage permettant aux sapeurs-pompiers et experts de mener en sécurité leurs travaux.

### **1.2.2 Physique de l'incendie**

Un incendie est un feu violent et destructeur, c'est une réaction de combustion non maîtrisée dans le temps et l'espace. Dans le domaine de l'incendie, historiquement, la combustion était connue sous le



nom de « triangle de combustion » ou « triangle du feu ». A partir des années 1980, une quatrième partie fût identifiée, connue sous le nom de « radicaux libres » et la chimie du feu est donc basée sur le « tétraèdre du feu » comme représenté schématiquement sur la **figure (1-2)**.

Pour qu'un incendie se déclare, trois éléments sont indispensables, à savoir :

- Le combustible, matière à l'état solide, liquide ou gazeux qui a la propriété de pouvoir brûler ou de consumer. Il existe sous trois formes : les solides (bois, papiers, cartons, mobiliers...), les liquides (essence...) et les gaz (butane, gaz naturel...);
- Le comburant, élément chimique constitué généralement par l'oxygène de l'air (de 16 à 21%), il permet d'entretenir la combustion;
- Et la source de chaleur qui est l'énergie d'activation (chaleur, radiations, frottement, pression, court-circuit électrique, étincelle...).

Ces trois éléments constituent le « triangle du feu ». Si l'on supprime ou l'on agit sur l'un des trois éléments principaux de l'incendie (combustible, comburant ou source de chaleur), on favorise son extinction ou on atténue son effet.

- Les radicaux libres sont des molécules créées par rupture de liaison chimique due à l'énergie thermique dégagée lors de la combustion et vont agir sur les molécules du produit. Ceci va engendrer une réaction en chaîne qui durera tant que le combustible et le comburant existe.



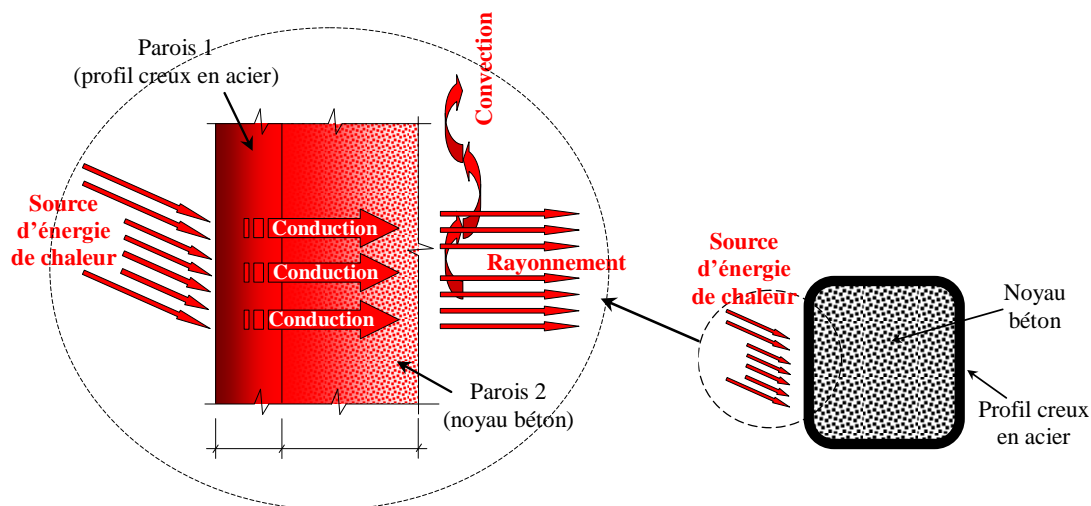
**Figure (1-2)** - Le tétraèdre du feu.

La chaleur provoquée dans un matériau en combustion se propage selon trois modes qui agissent séparément ou simultanément : la convection, la conduction et le rayonnement.

- Pour la convection, l'énergie thermique est transmise par les fluides en mouvement. Dans le cas de l'incendie, les échanges de chaleur par convection se font essentiellement à partir des gaz de combustion vers l'air ambiant. La transmission par convection peut être naturelle ou libre quand l'air chauffé se déplace par lui-même du fait qu'il est devenu plus léger. Elle peut être forcée dans le cas où le déplacement de l'air chaud se fait mécaniquement comme par exemple le principe du sèche-cheveux.

- La transmission de la chaleur par conduction se fait par contact direct entre solides ou fluides par une interaction moléculaire, des zones chaudes vers les zones plus froides. La quantité d'énergie transmise dépend de la source de chaleur, de la conductibilité du matériau du corps récepteur et de la surface de contact. Ce transfert peut se réaliser au sein d'un seul corps ou par contact entre deux corps. Comme exemple, en touchant une marmite chaude, la chaleur se transmet à notre main par conduction.
- Le transfert de chaleur par rayonnement permet à l'incendie de transmettre son énergie à tous les corps environnants par propagation d'ondes électromagnétiques, par infrarouge. Dans un élément récepteur, une partie de la chaleur est réfléchiée tandis que l'autre est absorbée et va le chauffer et éventuellement l'enflammer. Le soleil par exemple, transmet son énergie à la terre et la réchauffe.

La **figure (1-3)** montre schématiquement l'effet d'une source de chaleur sur un mur à deux parois, produisant simultanément une transmission de chaleur par conduction, par rayonnement et par convection.



**Figure (1-3)** - Transmission d'une source de chaleur sur un mur à deux parois.

Dans le domaine des incendies, sous l'action du vent, un autre mode de transmission de feu est à noter, c'est l'effet « Brandon » caractérisé par la propagation de petits fragments incandescents transportés par l'air. L'effet « Brandon » est généralement constaté à l'air libre dans les feux de forêts.

### 1.2.3 Modes de propagation de l'incendie

Un incendie évolue généralement selon quatre phases distinctes comprenant une période de développement avec une élévation de température, suivie d'une période de régression caractérisée par une diminution de température. La **figure (1-4)** montre schématiquement les quatre phases de l'évolution d'un incendie réel. Le développement du feu dépend du combustible (quantité, répartition et vitesse de combustion), des conditions de ventilation (ouvertures) et du compartiment (géométrie et propriétés thermiques des parois).

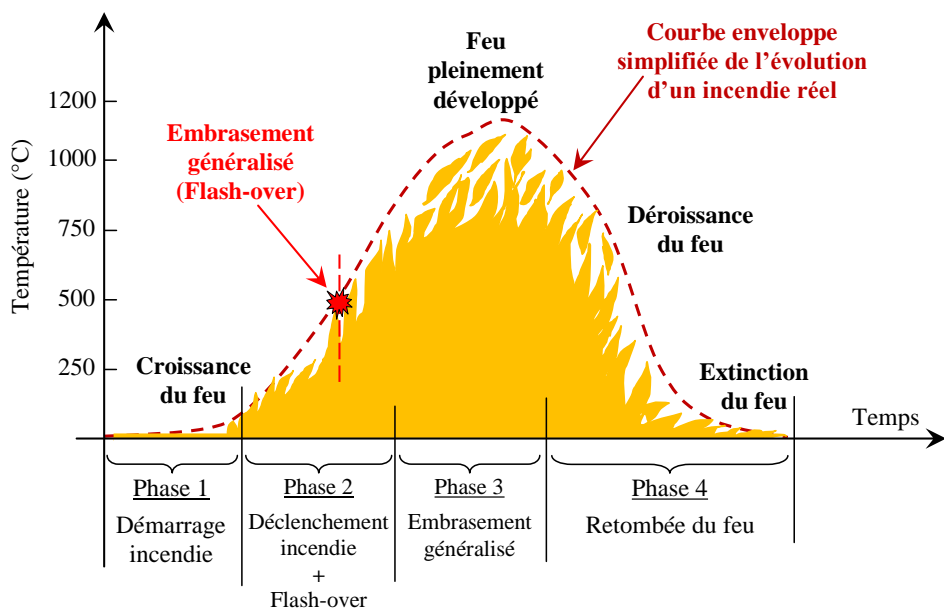


Figure (1-4) - Phases d'un incendie réel.

Les phases d'un incendie réel peuvent être résumées comme suit :

### Phase I : démarrage de l'incendie

La phase de démarrage du feu est caractérisée par un premier dégagement des gaz et fumées. Durant cette phase, le feu est dit « couvant ». La rapidité de cette phase et son intensité dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels, la nature du combustible, la ventilation du local et la source d'allumage. La température est localisée au point d'ignition ou les éléments du triangle du feu sont tous présent.

### Phase II : déclenchement de l'incendie

Durant cette phase, malgré que le feu soit encore localisé, les flammes atteignent les matières proches du foyer du feu, la température augmente, les gaz chauds se dégagent et se répandent dans le compartiment.

### Phase III : embrasement généralisé

Une fois les gaz chauds remplissent le local ou l'incendie s'est déclaré, la température augmente et entraîne l'inflammation des combustibles présents. L'ensemble du compartiment s'embrase avec une température qui augmente très rapidement de 500 °C jusqu'à un maximum pouvant dépasser les 1000 °C et l'incendie atteint son plein développement, c'est l'embrasement généralisé connu sous le nom de « flash-over » en anglais.

### Phase IV : retombée du feu

Durant cette phase ou il y a une retombée du feu, l'incendie décroît progressivement jusqu'à son extinction totale, soit par diminution du combustible ou sa consommation totale, soit par

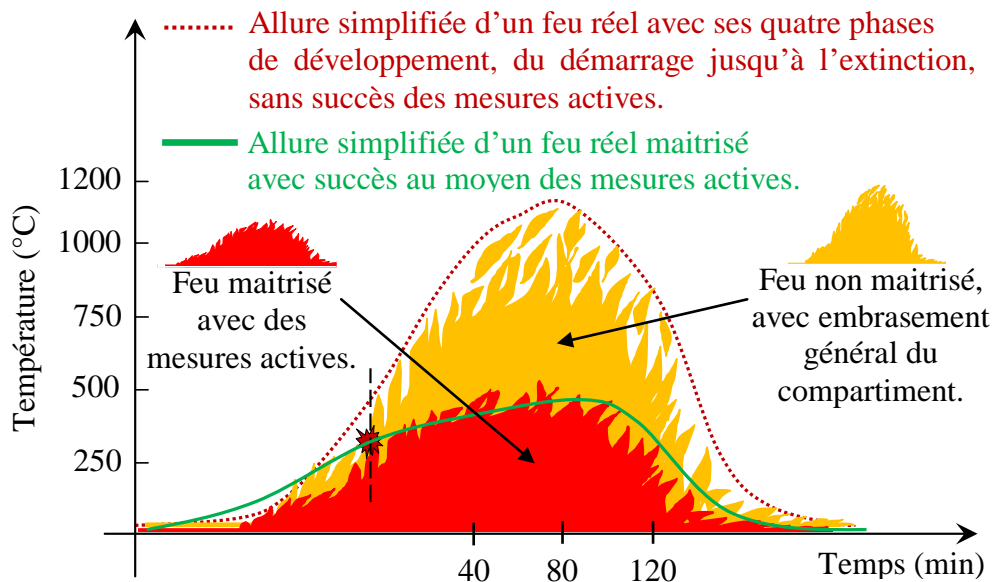
l'intervention des services de secours tels que les sapeurs-pompiers. Il est à noter que la température des gaz dans le compartiment baisse dès que le combustible est consommé à 70% [2]. Malgré que l'extinction du feu ait été totale, les éléments structuraux des ouvrages et bâtiments continuent à s'échauffer et les risques d'effondrement sont toujours possible.

Les deux premières phases d'un incendie sont très importantes dans la mesure où il est encore à son état de démarrage. Des mesures actives peuvent être prises par les services de sécurité pour sauver les vies et les biens mais aussi pour empêcher le développement de l'incendie. Durant les phases III et IV, l'incendie devient dévastateur et les mesures passives mises en place dans l'ouvrage ne suffisent plus. Il est donc impossible de combattre l'incendie dans le compartiment complètement embrasé et les efforts des services de sécurité s'orientent pour essayer d'éviter la propagation du feu dans d'autres compartiments ou vers les bâtiments et ouvrages situés dans le voisinage.

La **figure (1-5)** montre une représentation schématique de deux types de feu réel : un non maîtrisé avec ses quatre phases de développement, depuis le déclenchement jusqu'à l'extinction totale, comme indiqué sur la **figure (1-4)** et un maîtrisé par les mesures actives mises à la disposition du personnel de secours ou l'on remarque, une diminution de la température dans le compartiment après le flash-over, suivit d'une retombée très rapide des températures entraînant l'extinction de l'incendie.

#### 1.2.4 Modélisation d'un incendie

Après avoir donné un aperçu sur le feu réel et son développement avec ses quatre phases, depuis son démarrage jusqu'à son extinction totale (**figures 1-4 et 1-5**), il est bien clair que sa modélisation par une loi décrivant réellement l'évolution des températures des gaz, dans un compartiment, en fonction du temps est difficile, voire impossible.



**Figure (1-5)** - Allures d'un feu réel maîtrisé et d'un feu réel non maîtrisé.

Pour la justification de la résistance au feu des éléments structuraux d'un ouvrage, quelque soit sa nature, en béton armé, en acier, mixtes acier béton ou autres, il est indispensable de connaître l'évolution de la température en fonction du temps dans un compartiment en feu.

A partir de cela, les normes et règles proposent certains modèles de feu donnant l'évolution de la température des gaz en fonction du temps dans un compartiment. Concernant la justification des structures vis-à-vis du feu, parmi les normes adoptées en Europe et dans d'autres pays, on notera les normes Eurocodes 2, 3 et 4 respectivement pour les structures en béton armé, en acier et mixtes acier béton. Puisque le feu est considéré comme étant une action accidentelle, la norme Eurocode 1, dans sa partie 1-2 noté EN 1991-1-2, traite les actions sur les structures exposées au feu.

Pour le dimensionnement et la justification du comportement au feu des structures, les scénarios de feu pris en compte doivent inclure les conditions d'embrasement généralisé (post-flash-over). Les photos de la **figure (1-6)** montrent le développement d'un feu dans un local.

L'Eurocode EN 1991-1-2 propose de prendre en compte les scénarios des modèles de feu basé sur les courbes nominales température/temps (courbe de feu normalisée, courbe de feu extérieur et courbe de feu hydrocarbure) et les scénarios des modèles de feu naturel comprenant les modèles de feu simplifiés (feux de compartiments et feux localisés) et les modèles de feux avancés. Concernant le feu normalisé, une courbe nommée ISO 834 [3] a été adoptée au niveau international. Elle matérialise l'action des incendies dans des compartiments afin de réaliser des essais de résistance au feu des éléments structuraux tels que poutres, poteaux, murs, portes et autres.



**Figure (1-6)** - Photos<sup>1</sup> montrant le développement d'un feu dans un local.

(a) naissance de l'incendie ; (b) croissance et (c) embrasement généralisé (flash-over).

#### 1.2.4.1 Courbe nominales température/temps

L'Eurocode EN 1991-1-2 propose les courbes nominales température/temps suivantes où  $\theta_g$  est la température des gaz dans le compartiment en [°C] et  $t$  le temps en [min].

---

<sup>1</sup> Photos tirées de « Sécurité incendie. Brochure Ecophon SAINT-GOBAIN ».

#### 1.2.4.1.1 Courbe de feu normalisé ISO 834 (norme internationale)

Dans le domaine du bâtiment, vis-à-vis du comportement de la résistance au feu, tous les règlements européens se réfèrent à la courbe standard ISO 834 dont l'évolution de la température en fonction du temps est donnée par la **relation (1-1)**.

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

Cette équation met en évidence deux phases lors d'un incendie : une première période caractérisée par un embrasement généralisé où l'on remarque une augmentation très rapide de la température pouvant atteindre 450°C après seulement 2 minutes de feu, 650 °C après 8 minutes et plus de 800 °C après 25 minutes, suivit d'une période avec une augmentation moins rapide de la température, avec un pas de 100°C à chaque fois que l'on double le temps, jusqu'à environ 1200°C où l'incendie est entièrement développé. En termes de matériaux, la courbe température-temps ISO 834 représente les feux de produits de type cellulosiques.

Par rapport à un incendie naturel, la courbe ISO présente les particularités suivantes :

- elle est théorique et les températures calculées peuvent être dépassées dans un incendie réel ;
- la température est toujours croissant, elle est supposée la même dans tout le compartiment, alors qu'en réalité elle varie selon l'endroit et commence à diminuer avec la consommation du combustible ;
- elle est la même pour tous les types d'ouvrages, quel que soient les types de dimensions, d'ouvertures, de ventilation et de quantité de charge calorifique.

Il est à noter que lors des essais réalisés au four, les brûleurs sont disposés de telle façon à éviter que les flammes attaquent directement les spécimens testés. C'est donc les températures des gaz chauds qui sont prises en compte et non l'agression de l'attaque directe des flammes.

A titre d'information, la norme américaine **ASTM E119 [4]** et la norme canadienne **ULC S101 [5]** adoptent une courbe nominale températures/temps selon la **relation (1-2)** où  $t$  est le temps en minutes.

$$T_g^\circ = 20 + 750 \cdot [1 - e^{(-0.49\sqrt{t})}] + 22\sqrt{t} \quad (1-2)$$

La **figure (1-7)** montre la comparaison entre les courbes ISO 834 et ASTM E119. Il est évident que ces deux courbes sont sensiblement les mêmes. On notera au passage que d'autres courbes normalisées températures/temps existent et sont presque identiques à la courbe ISO 834 comme par exemple la norme australienne AUSTRALIAN STANDARD AS1530 (4) **[6]**, et la norme britannique BS476 (20-23) **[7]**.

#### 1.2.4.1.2 Courbe de feu extérieur

La courbe de feu extérieur est donnée par la **relation (1-3)**:

$$\theta_g = 20 + 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) \quad (1-3)$$

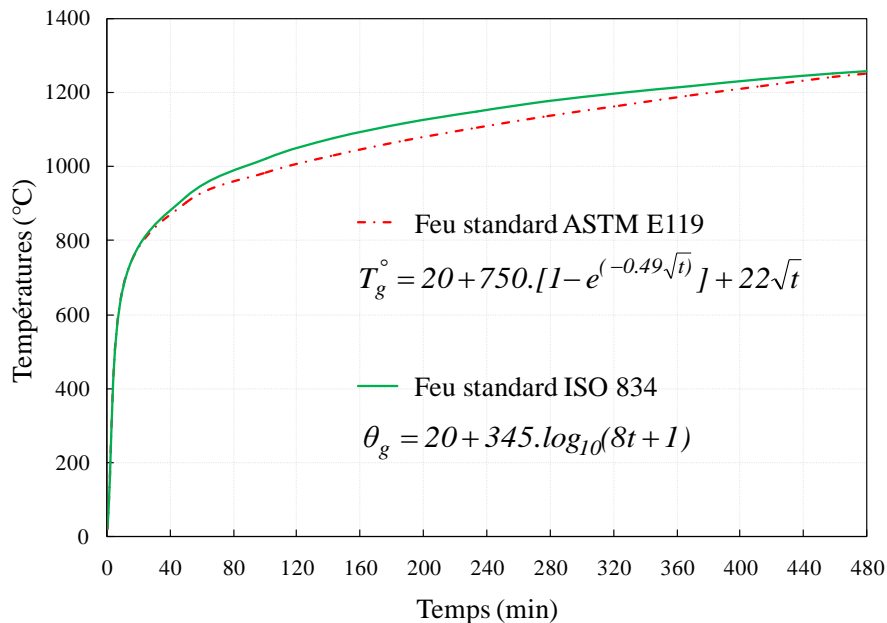


Figure (1-7) - Courbes normalisées températures/temps ISO 834 et ASTM E119.

Le feu extérieur est utilisé pour les éléments extérieurs tels que les murs et cloisons jouant un rôle de séparation et de coupe-feu. D'après l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), le feu est appliqué à la face externe des murs extérieurs susceptibles d'être exposés au feu à partir de différentes parties de la façade, soit de l'intérieur du compartiment concerné soit d'un compartiment se trouvant au dessous ou à côté de mur extérieur concerné.

Dans la courbe température-temps d'un feu extérieur, les températures sont très inférieures à celles de la courbe ISO 834. Elles atteignent les 600°C après environ cinq à six minutes de feu pour se stabiliser à 680°C après environ quinze minutes de feu.

#### 1.2.4.1.3 Courbe de feu hydrocarbure

La courbe température/temps de feu d'hydrocarbure est donnée par la **relation (1-4)** suivante :

$$\theta_g = 20 + 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) \quad (1-4)$$

Le scénario d'un feu d'hydrocarbure est utilisé pour les ouvrages et structures sollicités à des incendies provenant de liquides de type hydrocarbures, tels que les ponts (convois routiers pétroliers) et les réservoirs (stockage de produit liquide inflammable). Dans la courbe température-temps d'un feu hydrocarbure, les températures augmentent plus rapidement que celles de la courbe standard ISO 834 avec environ 900°C dans les trois premières minutes et 1000°C après dix minutes pour se stabiliser à 1100°C après environ 20 minutes de feu.

### 1.2.4.2 Modèles de feu naturel

Pour les modèles de feu naturel, l'Eurocode EN 1991-1-2 propose deux modèles : un modèle de feu simplifié et un modèle de feu avancé.

#### 1.2.4.2.1 Modèles de feu simplifié

Les modèles de feu simplifiés sont basés sur des paramètres physiques spécifiques avec une limitation dans leur domaine d'application en prenant comme coefficient de transfert thermique par convection  $\alpha_c$  la valeur de 35 W/m<sup>2</sup>K. Pour le calcul de la densité de charge calorifique de calcul  $q_{f,d}$ , une méthode est donnée dans l'annexe E. Il existe le feu localisé et le feu de compartiment. La répartition de la température en fonction du temps est supposée uniforme pour le feu de compartiment et non uniforme pour le feu localisé. Pour les modèles de feu simplifiés, l'annexe nationale peut proposer une procédure de calculs des conditions d'échauffement.

##### 1.2.4.2.1.1 Feux localisés

Les modèles de feux localisés sont généralement utilisés pour le calcul des actions thermiques sur les éléments structuraux horizontaux des planchers et toitures tels que les poutres.

Pour un feu localisé, en l'absence d'un embrasement général, l'annexe C de l'Eurocode (EN 1991-1-2) propose deux approches simplifiées pour la détermination des actions thermiques. La première, basée sur la méthode d'Hasemi, concerne le cas où la flamme touche le plafond et la deuxième traite la situation où la flamme ne touche pas le plafond, basée sur la méthode d'Heskestad. Les **figures (1-8)a et (1-8)b** montrent schématiquement les deux situations de feux localisés.

Selon la section (3.3.2) de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), pour un calcul plus précis sur la répartition thermique le long d'un élément structural, il est admis de combiner les résultats obtenus avec de l'approche du modèle de feu localisé et l'approche du modèle de feu deux zones (voir paragraphe 1.2.4.2.2.1.2). A chaque emplacement le long de l'élément, on peut prendre l'effet maximal du champ thermique obtenu par les deux modèles de feu.

L'application de ces deux approches impose la connaissance des données suivantes :

- Le débit calorifique  $Q$  en [W] avec  $Q \leq 50 \text{ MW}$  ;
- La distance  $H$  en [m] entre le foyer d'incendie et le plafond et le diamètre du feu  $D$  en [m] avec  $D \leq 10 \text{ m}$  (**voir figure (1-8)a et (1-8)b**) ;

La longueur de flamme  $L_f$  en (m) est donnée par la relation **(1-5)**:

$$L_f = -1,02D + 0,0148Q^{2/5} \quad (1-5)$$

**a) Cas où la flamme ne touche pas le plafond (Figure (1-8)a) :  $L_f < H$**

Lorsque le feu ne touche pas le plafond, la **relation (1-6)** permet de calculer la température  $\theta_{g(z)}$  à différentes hauteurs «  $Z$  » le long de l'axe vertical de symétrie de la flamme.



$$\theta_{g(z)} = 20 + 0,25 Q_c^{2/3} (Z - Z_0)^{-5/3} \quad (1-6)$$

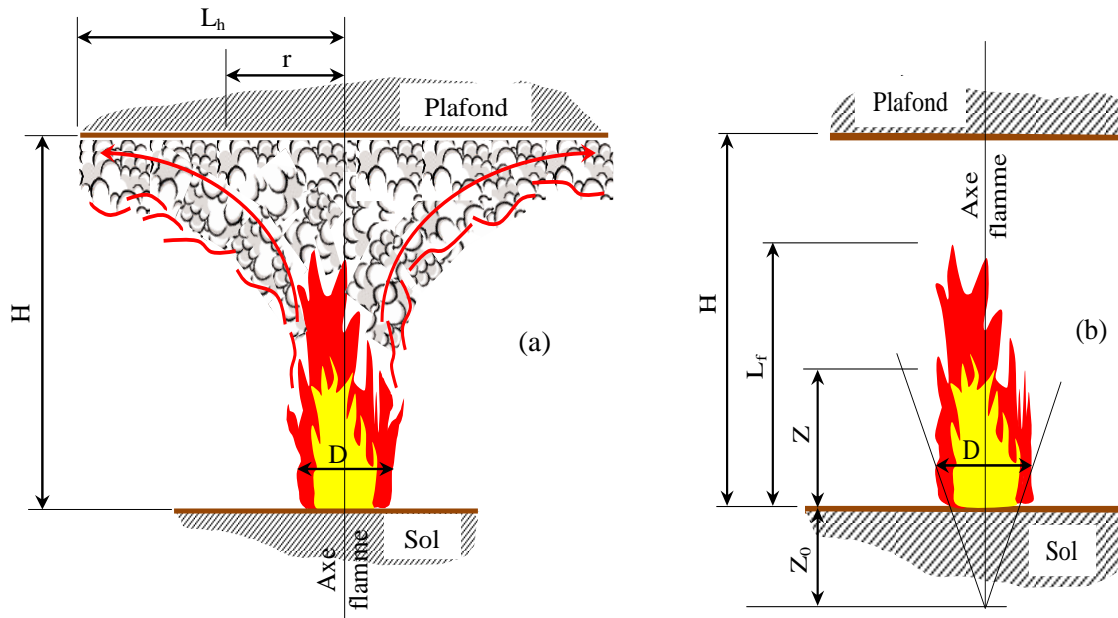
avec

$$\theta_{g(z)} \leq 900^\circ\text{C}$$

où

- $Q$  est le débit calorifique en [W] calculé selon l'annexe E4 de l'Eurocode EN 1991-1-2 ;
- $D$  et  $H$  respectivement le diamètre du feu en [m] et la distance en [m] entre le foyer d'incendie et le plafond (voir **figure (1-8)a**) ;
- $Q_c$  est la composante de convection en [W] du débit calorifique  $Q$ . Par défaut, on peut prendre  $Q_c = 0,8Q$  ;
- $Z$  est la hauteur en [m] suivant l'axe de la flamme ou on veut calculer la température  $\theta_{g(z)}$  (voir **figure (1-8)a**) ;
- $Z_0$  est l'origine virtuelle de l'axe de la flamme donnée par la relation suivante :

$$Z_0 = 1,02D + 0,00524Q^{2/5} \quad (1-7)$$



**Figure (1-8)** - Actions schématiques d'un feu localisé.  
 (a)Plafond touché par le feu. (b)Plafond non touché par le feu.

**b) Cas ou la flamme touche le plafond (figure (1-8)b) :  $L_f \geq H$**

Dans cette situation, la méthode simplifiée proposée par l'EN 1991-1-2 permet de déterminer un flux thermique  $\dot{h}$  en [W/m<sup>2</sup>] reçu par unité de surface exposée au feu au niveau du plafond par la **relation (1-8)** :

$$\begin{cases} \dot{h} = 100000 & \text{si } y \leq 0,30 \\ \dot{h} = 136300 - 121000 y & \text{si } 0,30 < y < 1,0 \\ \dot{h} = 15000 y^{-3,7} & \text{si } y \geq 1,0 \end{cases} \quad (1-8)$$

où

- $r$  est la distance en [m] de l'axe de la flamme au point où le flux thermique est calculée et (**voir figure (1-8)b**) ;
- $H$  est la distance en [m] entre le foyer d'incendie et le plafond (**voir figure (1-8)b**) ;
- $y$  est un coefficient donné par la relation suivante :

$$y = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} \quad (1-9)$$

$L_h$  est la longueur en [m] de la flamme (**voir figure (1-8)b**) donnée par :

$$L_h = 2,9H(Q_H^*)^{0,33} - H \quad (1-10)$$

$Q_H^*$  est un débit calorifique non dimensionnel calculé par la relation :

$$Q_H^* = \frac{Q}{1,11 \cdot 10^6 H^{2,5}} \quad (1-11)$$

$z'$  est la position verticale de la source virtuelle de chaleur en [m] déterminée par :

$$z' = 2,4D[(Q_D^*)^{2/5} - (Q_D^*)^{2/3}] \quad \text{si } Q_D^* < 1,0$$

$$z' = 2,4D[1,0 - (Q_D^*)^{2/5}] \quad \text{si } Q_D^* \geq 1,0$$

où

$$Q_D^* = \frac{Q}{1,11 \cdot 10^6 H^{2,5}} \quad (1-12)$$

A partir du débit calorifique  $\dot{h}$ , on calcul le flux thermique net  $\dot{h}_{net}$  en [W/m<sup>2</sup>] reçu par mètre carré exposée au feu au niveau du plafond par la relation suivante :

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c(\theta_m - 20) - \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_m + 273)^4 - (293)^4] \quad (1-13)$$

Les paramètres  $\alpha_c$ ,  $\theta_m$ ,  $\Phi$ ,  $\varepsilon_m$ ,  $\varepsilon_f$  et  $\sigma$  sont comme définis aux niveaux des relations (1-37) et (1-38) du paragraphe 1-5 de ce chapitre.

Dans un compartiment si plusieurs feux localisés distincts sont développés, le flux thermique total  $\dot{h}_{total}$  peut être déterminé par l'expression (1-14), obtenue par sommation des différents flux thermiques individuels  $\dot{h}_1$ ,  $\dot{h}_2$ ,  $\dot{h}_3$ , etc.

$$\dot{h}_{total} = \sum_{i=1}^n \dot{h}_i = \dot{h}_1 + \dot{h}_2 + \dot{h}_3 + \dots + \dot{h}_n \quad (1-14)$$

Avec  $\dot{h}_{total} \leq 100000 \text{ [W/m}^2\text{]}$

#### 1.2.4.2.1.2 Feux de compartiments

Pour les feux de compartiment, le calcul des températures des gaz doit prendre en compte et la densité de charge calorifique et les conditions de ventilation. L'annexe A de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2) propose une méthode de calcul de la température des gaz pour les éléments internes aux compartiments. Pour les éléments extérieurs sollicités à l'action d'un feu sortant par les ouvertures de façades, une méthode de calcul des conditions d'échauffement est exposée dans l'annexe B de l'EN 1991-1-2. Dans ce cas, la composante de rayonnement du flux thermique est la somme des contributions du compartiment et des flammes provenant des ouvertures.

Pour le feu naturel de compartiment, une méthode simplifiée de calcul de la température des gaz en fonction du temps, donnée dans l'annexe A de l'Eurocode EN 1991-1-2, sera exposée dans le paragraphe 1.2.4.3 de ce chapitre.

#### 1.2.4.2.2 Modèles de feu avancé

Dans les calculs des modèles de feu avancés, il y a lieu de prendre en compte les propriétés des gaz, l'échange de masse et l'échange d'énergie. Pour le calcul de la densité de charge calorifique de calcul  $q_{f,d}$  et du débit calorifique  $Q$ , une méthode est exposée dans l'annexe E de l'EN 1991-1-2. L'Eurocode 1 recommande d'adopter l'un des modèles suivants :

- modèle une zone ;
- modèle deux zones ;
- modèle de calcul dynamique des fluides.

Dans les modèles de feu avancés, les méthodes de calculs utilisent généralement des procédures itératives. L'annexe D de l'Eurocode 1 propose une méthode de calcul des actions thermiques en fonction du type de modèle adopté (une zone, deux zones ou de calcul de dynamique des fluides). A propos du coefficient de transfert thermique par convection  $\alpha_c$ , en l'absence d'informations, il est permis de prendre la valeur de 35 W/m<sup>2</sup>K.

### 1.2.4.2.2.1 Formulation des modèles de Zone

La simulation des modèles de zones nécessite l'utilisation de programmes numériques développés avec l'apport de l'outil informatique comme par exemple le programme informatique « Ozone » développé à l'Université de Liège en Belgique [8].

Les principes de base des modèles de zone (une et deux zones) sont présentés brièvement dans les paragraphes 1.2.4.2.2.1.1 et 1.2.4.2.2.1.2 ci-après.

#### 1.2.4.2.2.1.1 Modèle une zone

Le modèle une zone s'applique durant la phase post-embrasement (post-flashover) du développement du feu. Dans le compartiment, la température, la densité, l'énergie interne et la pression du gaz sont supposées homogènes et uniformes.

Pour décrire les gaz dans l'ensemble du compartiment les paramètres suivants sont introduits : la masse du gaz  $m_g$ , la température des gaz  $T_g$ , le volume du compartiment  $V$ , supposé constant, interne  $E_g$ , la pression  $p$  dans le compartiment;  $\rho_g$ , la densité des gaz. La **figure (1-9)** montre schématiquement un compartiment avec le modèle une zone.

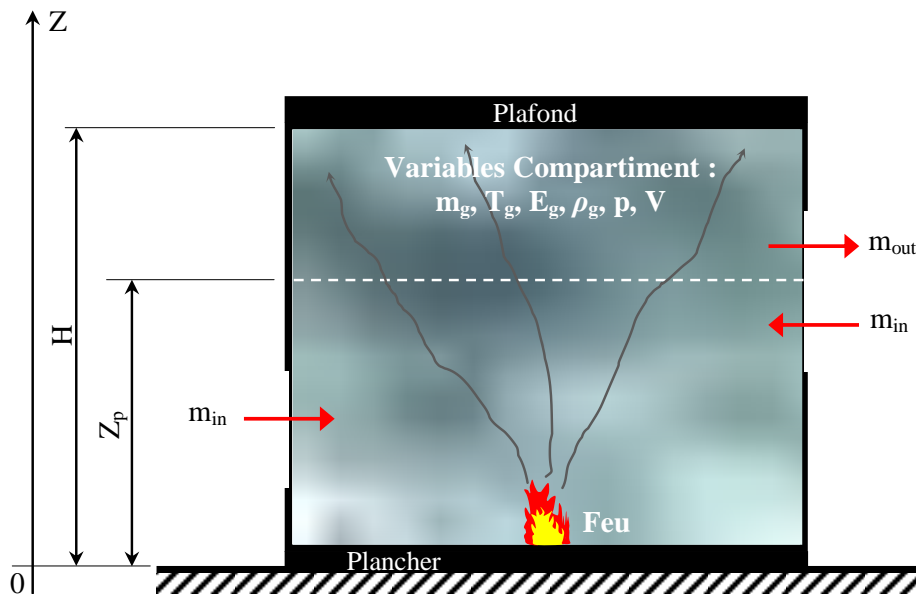


Figure (1-9) - Représentation schématique d'un modèle une zone.

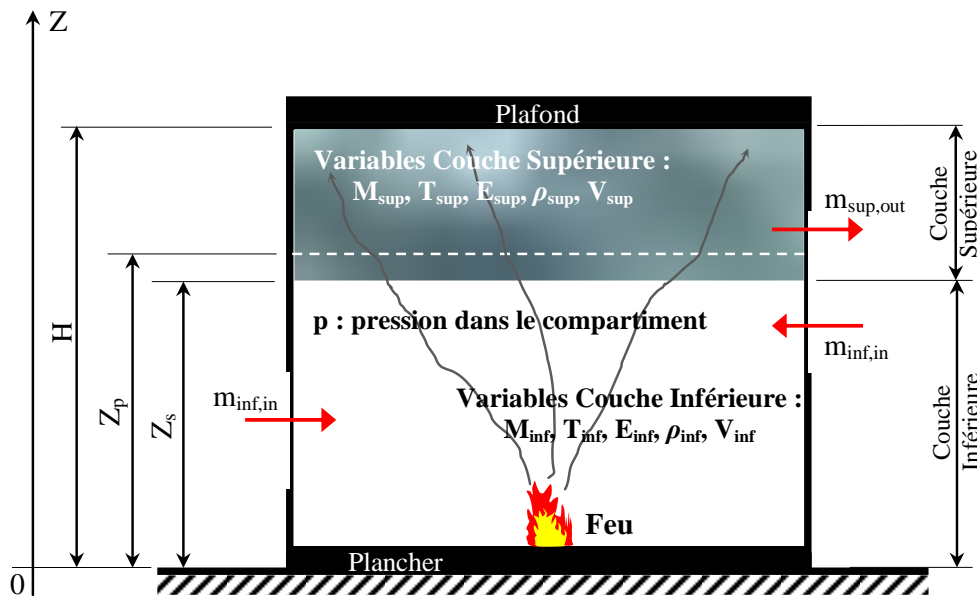
#### 1.2.4.2.2.1.2 Modèle deux zones

C'est un modèle de feu qui suppose que le compartiment est divisé en plusieurs zones : une couche supérieure sous plafond, une couche inférieure, le feu et son panache, l'air extérieur et les murs. La couche supérieure modélise l'accumulation des produits de combustion ou l'épaisseur et la température des gaz sont supposées uniformes. Pour la couche inférieure, la température en fonction du temps est aussi supposée uniforme et elle est plus basse que celle de la couche supérieure.

Pour décrire le modèle numérique deux zones, onze paramètres sont utilisés dans le compartiment, à savoir :  $m_{sup}$  et  $m_{inf}$ , les masses des gaz respectivement de la couche supérieure et inférieure;  $T_{sup}$  et  $T_{inf}$ , les températures du gaz;  $V_{sup}$  et  $V_{inf}$ , les volumes;  $E_{sup}$  et  $E_{inf}$ , les énergies internes;  $\rho_{sup}$  et  $\rho_{inf}$ , la

densité de gaz respectivement de la couche supérieure (sup) et inférieure (inf) et  $p$  la pression absolue dans l'ensemble du compartiment. Ces onze paramètres sont liés par sept contraintes et quatre équations différentielles décrivant les bilans énergétiques dans les deux zones. La **figure (1-10)** montre schématiquement un exemple d'un modèle deux zones. Selon l'Eurocode 1 (EN1991-1-2), un modèle deux zones peut être assimilé à un modèle une zone dans l'un des cas suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} - H_{Couche}^{Supérieure} \approx 80\% \cdot H_{Compartiment} \\ - T_{gaz}^{\circ} > 500^{\circ}C \end{array} \right. \quad (1-15)$$



**Figure (1-10)** - Représentation schématique d'un modèle deux zones.

D'autres informations sur les modèles une zone et deux zones peuvent être consultées dans [8].

Il est à noter que les codes informatiques des modèles de zone développés permettent de traiter non seulement les modèles une zone et deux zones dans un seul compartiment (mono compartiment) (**figures (1-9) et (1-10)**) mais aussi d'analyser les échanges de masse et d'énergie avec le milieu extérieur et entre plusieurs compartiments (multi compartiments) dans un même bâtiment comme le montre schématiquement la **figure (1-11)**. A titre d'information, le **tableau (1-1)** ci-après regroupe quelques codes informatiques utilisés dans quelques pays [9].

#### 1.2.4.2.2 Modèles de calcul de dynamique des fluides « CFD »

Le modèle CFD, Computational Fluid Dynamics en anglais, permet d'indiquer la variation de la température dans le compartiment en fonction du temps et de l'endroit. Il permet, par une résolution numérique, de calculer les variables aérothermodynamiques en tout point du compartiment. La modélisation de calcul dynamique CFD est très utilisée dans d'autres domaines, tels que l'automobile, l'aérospatiale, ....

La plupart des codes de calculs étudient le transport de la fumée et de la chaleur dans l'incendie. De même, dans le domaine du calcul des structures de bâtiments, l'utilisation des modèles CFD est limitée au calcul de la température dans les éléments structuraux [9].

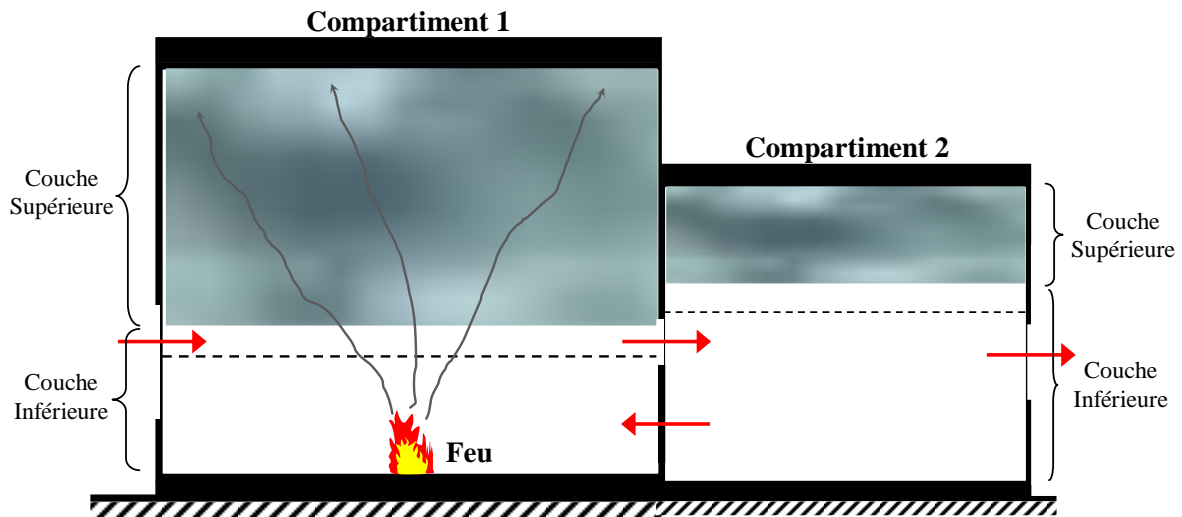


Figure (1-11) - Echanges de masse et d'énergie entre deux compartiments.

Code programme	Pays	Champ d'action
ARGOS	Danemark	Modèle de zones multi compartiments.
BRI-2	Japon/USA	Modèles deux zones pour le transport des fumées entre compartiments et dans les étages.
MRFC	Allemagne	Modèle de zones multi compartiments mouvement des fumées et action thermique sur les structures.
NAT	France	Modèle de zones mono compartiment, orienté réponse des structures.
Ozone	Belgique	Modèle de zones mono compartiment, orienté réponse des structures.
SMKFLW	Japon	Modèle une zone pour la propagation des fumees dans le bâtiment.
WPIFIRE	USA	Modèle de zones multi compartiments.

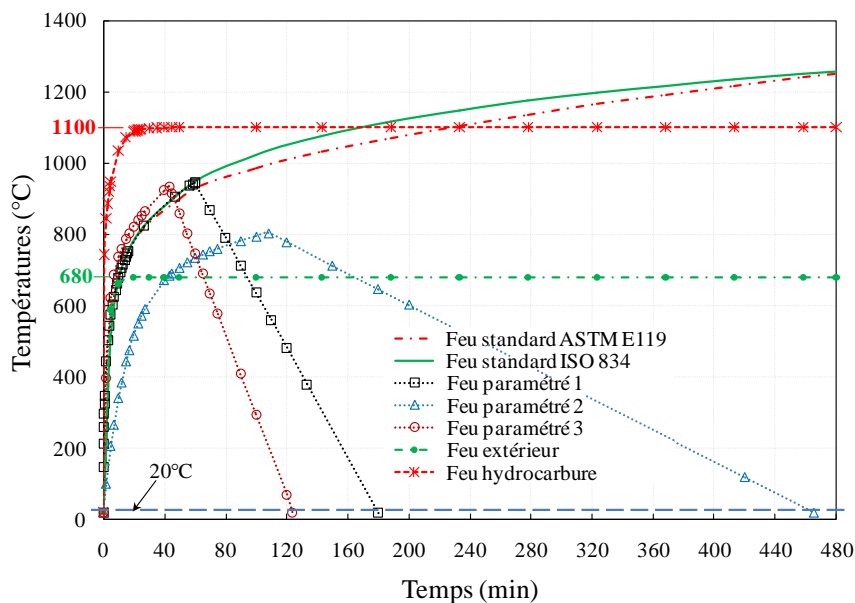
**Tableau (1-1)** - Quelques codes informatiques de modèles de zones.

Le **tableau (1-2)** regroupe quelques codes informatiques de modèles de calculs dynamiques CFD.

Code programme	Pays	Champ d'action
FIRE	Australie	Modèle CFD intégrant sprinkler, couple à la phase solide ou liquide du combustible permettant de prédire le débit calorifique et l'extinction.
JASMINE	UK	Logiciel CFD de propagation du feu et des fumées.
KOBRA	Allemagne	Modèle CFD pour transfert thermique et propagation des fumées.
TUNFIRE	UK	Modèle CFD pour le transfert et le transport de chaleur et des fumées dans les tunnels

**Tableau (1-2)** - Quelques codes informatiques de modèles de zones.

La **figure (1-12)** ci-après montre quelques modèles de courbes de feu ou l'on remarque bien les différences entre les modèles de courbes standards et les courbes simplifiées paramétriques.



**Figure (1-12)** - Exemples de quelques modèles de courbes de feux.

Règlementairement, les exigences de résistance au feu des ouvrages et bâtiments font presque tous référence à une justification vis-à-vis d'un feu standard, par exemple, en Europe, la courbe d'incendie internationale ISO 834. En comparant la courbe ISO 834 (**figure 1-12**) avec l'allure des courbes d'un feu réel (**figures 1-4 et 1-5**) ou d'un feu paramétrique (allure simplifiée d'un feu réel)

(figure 1-12), il est clair que le feu conventionnel ISO 834 ne représente pas l'action thermique réelle sur les éléments structuraux dû à incendie réel ou naturel. Ceci est illustré clairement au niveau de la figure (1-13) qui montre la courbe température/temps conventionnelle ISO 834 et environ 50 courbes représentant des incendies réels obtenus à partir d'essais réalisés en laboratoire avec des charges d'incendie variant de 20 à 45 kg de bois/m<sup>2</sup> (≈ 340 à 760 MJ/m<sup>2</sup>) [10].

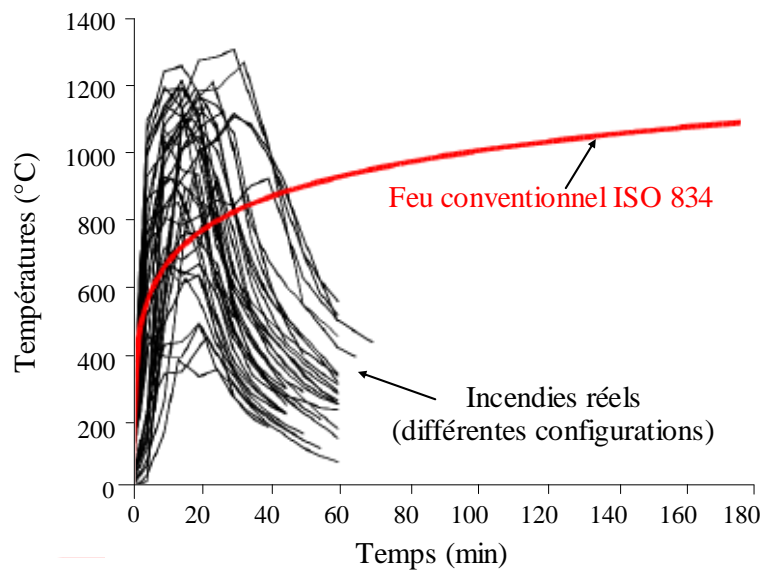
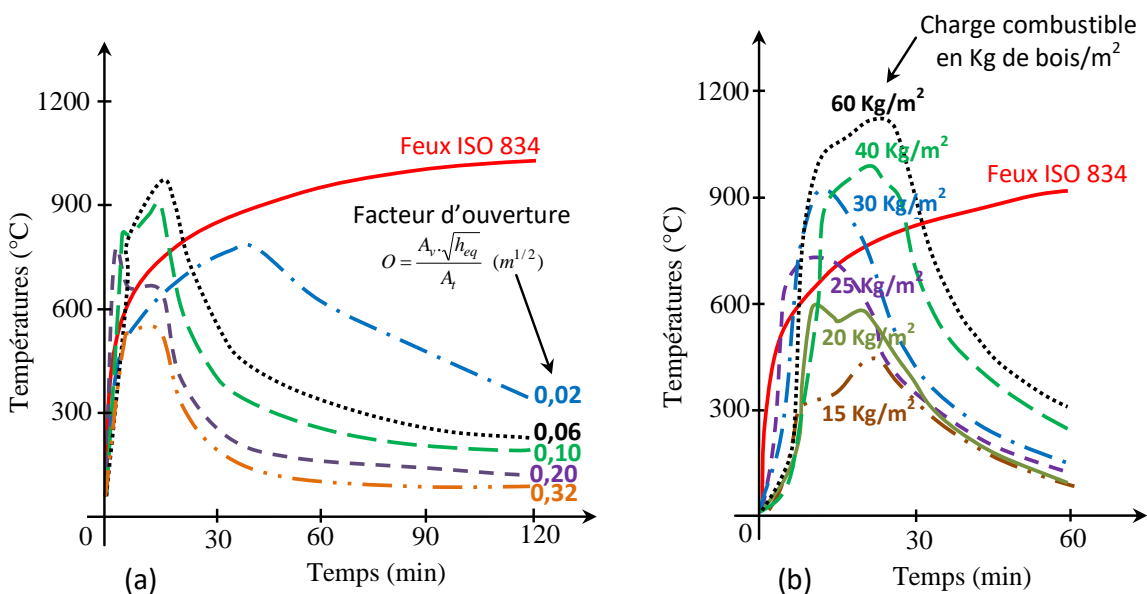


Figure (1-13) - Comparaison entre incendie conventionnel et incendie naturel [10].

De même, la figure (1-14) montre la différence entre la courbe conventionnelle ISO 834 et quelques courbes de feux réels avec l'influence du facteur d'ouvertures et du facteur du combustible.





**Figure (1-14)** - Différences entre la courbe feu ISO 834 et quelques courbes de feux réels avec influence du facteur d'ouverture et du facteur combustible [2].

(a) - Influence du facteur d'ouverture pour une même quantité de combustible.

(b) - Influence du facteur charge combustible pour un même facteur d'ouverture  $0,091\text{m}^{1/2}$ .

### 1.2.4.3 Courbes paramétrées température/temps d'un feu naturel de compartiment

(Annexe A - Eurocode 1 - EN 1991-1-2)

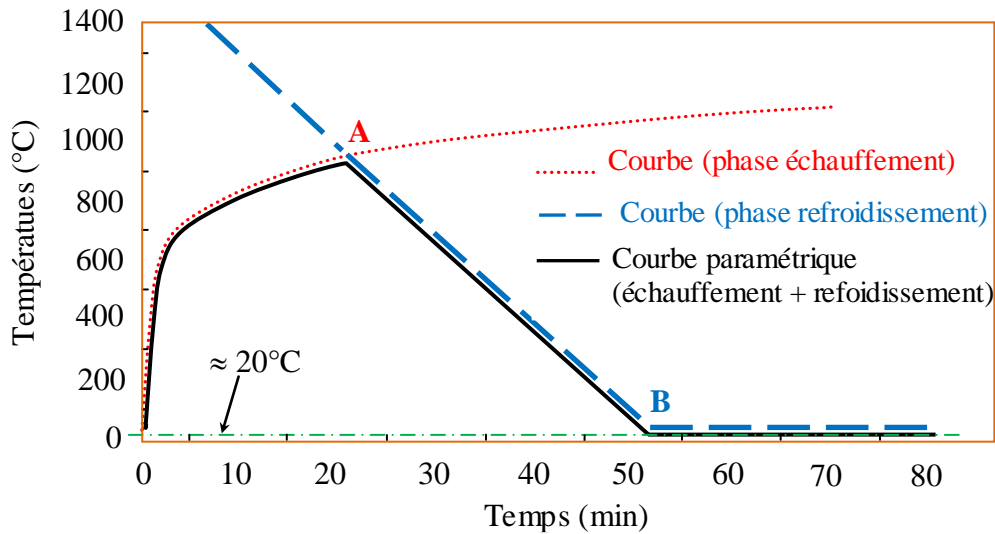
Comme nous l'avons dit précédemment, la modélisation mathématique d'un feu réel avec notamment les deux grandes phases principales (montée de la température suivit de la diminution jusqu'à extinction du feu) est très difficile à réaliser.

L'Eurocode 1 (EN 1991-1-2) propose une modélisation simplifiée des courbes paramétrées température/temps d'un feu naturel de compartiment, connu sous l'appellation de « feux paramétriques ». Les feux paramétriques sont donc des modèles de feux simplifiés qui donnent une représentation plus réaliste d'un incendie naturel ou d'un feu naturel dans un compartiment.

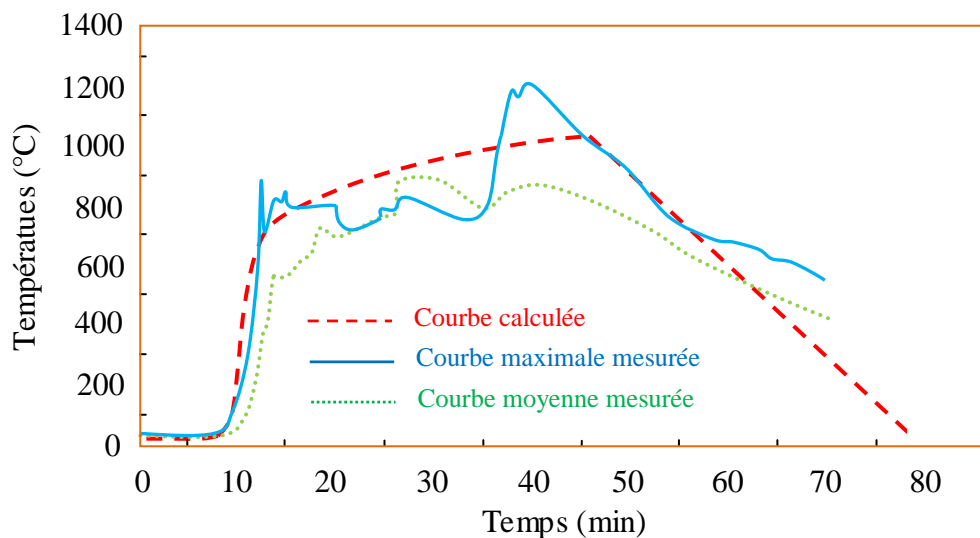
Selon l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), le principe de la détermination de la courbe paramétrique températures-temps consiste à combiner deux courbes, une courbe d'échauffement et une courbe de refroidissement. La **figure (1-15)** montre schématiquement le principe graphique de la détermination de la courbe paramétrique ou le point A représente le temps ou les gaz atteignent leurs températures maximales dans le compartiment et B le temps ou la température des gaz dans le compartiment atteint environ  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  après refroidissement (point d'extinction du feu).

La **Figure (1-16)** montre une comparaison faite entre les courbes température-temps mesurée et calculée à partir d'un essai dit «essai de Cardington» [11] au cours d'un incendie généralisé. La **figure (1-17)a** montre le compartiment de l'essai du bureau reconstitué du bâtiment de Cardington représenté sur la photo de la **figure (1-17)b** [11]. Pour cet essai, la charge calorifique totale, estimée à environ  $46\text{ Kg de bois/m}^2$ , est composée uniquement de matériaux cellulosiques (69% de bois, 29% de plastiques et 11% de papier).

A partir de la **figure (1-16)**, on voit que la courbe températures-temps calculée est en concordance avec celles mesurées (courbe ascendante d'échauffement et courbe descendante de refroidissement).



**Figure (1-15)** - Détermination graphique de la courbe paramétrique températures-temps selon l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2).



**Figure (1-16)** - Comparaison entre les courbes température-temps mesurée et calculée.

Les courbes paramétrées température/temps, en phases d'échauffement et de refroidissement présentées dans l'annexe A.1 de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2) sont valables pour des compartiments ayant une surface de plancher inférieure ou égale à 500 m<sup>2</sup>, ne comportant pas d'ouvertures dans le toit et ayant une hauteur maximale de 4m. Il est supposé que la charge calorifique du compartiment est totalement consommée. Aussi, selon l'annexe E de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), s'il n'est pas tenu compte des conditions de combustion, il convient de limiter cette approche aux compartiments ayant des charges calorifiques principalement de type cellulosique.



**Figure (1-17)a** - Compartiment de l'essai du bureau reconstitué du bâtiment de Cardington [11].



**Figure (1-17)b** - Bâtiment de Cardington [11].

Dans un compartiment, selon l'annexe A.1 de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), les courbes température/temps en phase d'échauffement sont données par l'équation (1-16) :

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0.324e^{-0.2t^*} - 0.204e^{-1.7t^*} - 0.472e^{-19t^*}) \quad (1-16)$$

Avec 
$$t^* = t \cdot \Gamma \quad (1-17)$$

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0.04/1160)^2} \quad (1-18)$$

$\theta_g$  est la température des gaz dans le compartiment en [°C],  $t$  le temps en [h].  $\Gamma$  est le temps modifié en fonction du facteur d'ouverture  $O$  en [ $m^{1/2}$ ] du compartiment et de l'absorptivité thermique  $b$  en [ $J/m^2 \cdot s^{1/2} \cdot K$ ] de l'ensemble de l'enceinte donnés par les relations suivantes :

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} \quad (1-19)$$

avec  $100 \leq b \leq 2200$

$$O = \frac{A_v \cdot \sqrt{h_{eq}}}{A_t} \quad (1-20)$$

avec  $0.02 \leq O \leq 0.20$

$\rho$ ,  $c$  et  $\lambda$  sont les caractéristiques de l'enceinte, respectivement la densité en  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ , la chaleur spécifique en  $[\text{J}/\text{kgK}]$  et la conductivité thermique en  $[\text{W}/\text{mK}]$ .  $A_v$  est la surface totale des ouvertures verticales sur tous les murs en  $[\text{m}^2]$ ,  $A_t$  la surface totale de l'enceinte (murs, plafond et plancher, y compris les ouvertures) en  $[\text{m}^2]$  et  $h_{eq} = (\sum A_{vi} \cdot h_i) / A_v$ , la moyenne pondérée des hauteurs de fenêtre sur tous les murs en  $[\text{m}]$  avec  $A_{vi}$  et  $h_i$  respectivement la surface et la hauteur de l'ouverture  $i$ .

Il est à noter que l'équation de la courbe température/temps en phase d'échauffement donne une approximation de la courbe normalisée pour une valeur de  $I^* = 1$ .

Pour le calcul du coefficient  $b$ , les valeurs de la densité  $\rho$ , de la chaleur spécifique  $c$  et de la conductivité thermique  $\lambda$  des parois peuvent être prises à température ambiante.

- Pour des enceintes comportant différentes couches de matériaux, l'absorptivité thermique  $b$  de l'ensemble de l'enceinte peut être calculée de la manière suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } b_1 < b_2 \longrightarrow b = b_1 \\ \text{si } b_1 > b_2 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = b_1 \text{ si } s_1 > s_{\text{lim}} \\ b = \frac{s_1}{s_{\text{lim}}} b_1 + \left(1 - \frac{s_1}{s_{\text{lim}}}\right) b_2 \text{ si } s_1 < s_{\text{lim}} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (1-21)$$

$s_{\text{lim}}$  est l'épaisseur limite, en  $[\text{m}]$ , calculée pour le matériau exposé directement au feu selon la relation suivante :

$$s_{\text{lim}} = \sqrt{\frac{3600 t_{\text{max}} \lambda_1}{c_1 \cdot \rho_1}} \quad (1-22)$$

L'indice 1 représente la couche directement exposée au feu, l'indice 2 représente la couche suivante, et ainsi de suite :

$s_i$ ,  $\rho_i$ ,  $c_i$  et  $\lambda_i$  sont respectivement l'épaisseur, la densité, la chaleur spécifique et la conductivité thermique de la couche  $i$  et  $b_i = \sqrt{\rho_i \cdot c_i \cdot \lambda_i}$  ;

- Pour tenir compte de coefficients  $b$  différents pour les murs, le plafond et le plancher, il convient d'introduire  $b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda}$  sous la forme suivante :

$$b = \frac{\sum (b_j \cdot A_j)}{A_t - A_v} \quad (1-23)$$

$A_j$  est la surface de la paroi  $j$  de l'enceinte, ouvertures non incluses et  $b_j$  est la propriété thermique de la paroi  $j$  de l'enceinte conformément aux **équations (1-21)**.

La température maximale des gaz  $\theta_{max}$  en phase d'échauffement est atteinte pour  $t^* = t_{max}^*$  tel que :

$$t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma \quad ; [h] \quad (1-24)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} t_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 \\ t_2 \end{array} \right\} \\ t_1 = t_{lim} \\ t_2 = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{q_{t,d}}{O} \end{array} \right. \quad (1-25)$$

$t_{max}$  est la durée de température maximale des gaz dans le compartiment et  $t_{lim}$  la durée de température maximale des gaz en cas de feu contrôlé par combustible, en (h) tel que :

$t_{lim} = 25$  min, pour un feu à faible vitesse de développement ;

$t_{lim} = 20$  min, pour un feu à vitesse de développement moyenne ;

$t_{lim} = 15$  min, pour un feu à vitesse de développement élevée ;

D'autres informations sur la vitesse de développement des feux se trouvent au **tableau (1-3)** tableau E.5 de l'annexe E de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2).

Type d'occupation	Vitesse de développement du feu	coefficient de vitesse de développement du feu $t_a$ [s]	$RHR_f$ [kW/m <sup>2</sup> ]
Logement	Moyen	300	250
Hôpital (chambre)	Moyen	300	250
Hôtel (chambre)	Moyen	300	250
Bibliothèque	Rapide	150	500
Bureau	Moyen	300	250
Classe d'école	Moyen	300	250
Centre commercial	Rapide	150	250
Théâtre (cinéma)	Rapide	150	500
Transport (espace public)	Lent	600	250

**Tableau (1-3)** - Débit calorifique maximal  $RHR_f$

Lorsque le feu est contrôlé par le combustible, le temps  $t_{max}$  correspondant à la température maximale est donné par  $t_1 = t_{lim}$ .

Si  $t_{lim}$  est donné par  $t_2$ , le feu est contrôlé par la ventilation.

Quand  $t_{max} = t_{lim}$ , le temps  $t^*$  utilisé dans l'équation (1-16) est remplacé par :

$$t^* = t \cdot \Gamma_{lim}$$

$\Gamma_{lim}$  est le temps modifié en fonction du facteur d'ouverture  $O_{lim}$  et de l'absorptivité thermique  $b$ .

$$\Gamma_{lim} = \frac{(O_{lim}/b)^2}{(0.04/1160)^2} \quad (1-26)$$

où

$$O_{lim} = \frac{0,1 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}}{t_{lim}}$$

Si ( $O > 0,04$  et  $q_{t,d} < 75$  et  $b < 1160$ ),  $\Gamma_{lim}$  doit être multiplié par le coefficient  $k$  donné par la relation suivante :

$$k = 1 + \left( \frac{O - 0.04}{0.04} \right) \cdot \left( \frac{1160 - b}{1160} \right) \cdot \left( \frac{q_{t,d} - 75}{75} \right)$$

$q_{t,d}$  est la valeur de calcul de la densité de charge calorifique rapporté à la surface totale  $A_t$  de l'enceinte en [MJ/m<sup>2</sup>], telle que :

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot \frac{A_f}{A_t} \quad (1-27)$$

avec  $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$  MJ/m<sup>2</sup>

La densité de charge calorifique utilisée dans les calculs doit être une valeur de calcul, fondée sur des mesures ou, dans des cas particuliers, sur les exigences de résistance au feu des réglementations nationales. Elle peut être déterminée, soit à partir d'un classement national des charges calorifiques selon le type d'occupation, soit en effectuant une étude de charge calorifique de manière spécifique pour un projet particulier.

$q_{f,d}$  est la valeur de calcul de la densité de charge calorifique rapportée à la surface  $A_t$  du plancher en [MJ/m<sup>2</sup>] indiquée dans l'annexe E.1 de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), définie par la relation (1-28).

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \quad (1-28)$$

$m$  est le coefficient de combustion qui prend en compte les conditions de combustion en fonction du type d'occupation et du type de charge calorifique. Dans le cas des matériaux principalement cellulosiques, il est permis de supposer un coefficient de combustion  $m = 0,8$ .

$\delta_{q1}$  et  $\delta_{q2}$  coefficients, donnés par le **tableau (1-4)** Annexe E.1, prenant en compte respectivement le risque d'activation du feu lié à la taille du compartiment et le risque d'activation du feu lié au type d'occupation.

$\delta_n$  est un coefficient calculé à partir de la **relation (1-29)**, qui prend en compte les différentes mesures actives de lutte contre le feu où l'indice "i" représente l'une des mesures suivantes : sprinkler, détection, alarme automatique, sapeurs-pompiers, etc. Ces mesures actives sont généralement imposées pour des raisons de sécurité des personnes. Les valeurs des coefficients  $\delta_{ni}$  sont données par le **tableau (1-5)**.

$$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni} \quad (1-29)$$

Pour les mesures normales de lutte contre le feu, qu'il convient de prévoir presque toujours, telles que des voies d'accès libres, des équipements de lutte contre le feu et des systèmes de désenfumage dans les escaliers, il est recommandé de considérer les valeurs  $\delta_{ni}$  du **tableau (1-5)** comme étant égales à 1,0. Toutefois, si ces mesures n'ont pas été prévues, il est recommandé de considérer la valeur  $\delta_{ni}$  correspondante comme étant égale à 1,5. En cas d'alerte incendie, si les escaliers font l'objet d'une suppression, le coefficient  $\delta_{n8}$  du **tableau (1-5)** peut être considéré comme étant égal à 0,9.

Selon l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), cette approche repose sur l'hypothèse que les exigences des normes européennes s'appliquant aux sprinklers, à la détection, aux alarmes et aux systèmes de désenfumage sont respectées. Toutefois, les circonstances au cas par cas peuvent modifier les valeurs indiquées dans le **tableau (1-5)**. Il est fait référence au Document de référence CEN/TC250/SC1/N300A.

$q_{f,k}$  est la densité de charge calorifique caractéristique par unité de surface de plancher en [MJ/m<sup>2</sup>] comme indiqué par exemple dans le **tableau (1-6)** de l'annexe E de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), donnée par la **relation (1-30)** ci-après :

$$q_{f,k} = \frac{Q_{fi,k}}{A} \quad (1-30)$$

où

$A$  est la surface de plancher ( $A_f$ ) du compartiment ou de l'espace de référence, ou l'aire de la surface intérieure ( $A_i$ ) du compartiment, donnant  $q_{f,k}$  ou  $q_{t,k}$ .

$Q_{fi,k}$  est la charge calorifique caractéristique en [MJ/kg] définie par la **relation (1-31)**:

$$Q_{fi,k} = \sum M_{k,i} \cdot H_{ui} \cdot \Psi_i = \sum Q_{fi,k,i} \quad (1-31)$$

où

$M_{k,i}$  est la quantité de matériau combustible en [kg]. L'annexe E.2.2 de l'Eurocode 1 (EN 1191-1-2) donne des détails sur les quantités des charges calorifiques permanentes et des charges variables.

$H_{ui}$  est le pouvoir calorifique inférieur du matériau  $i$ , en [MJ/kg], déterminé selon la norme EN ISO 1716:2002. En tenant compte de l'humidité des matériaux, le pouvoir calorifique inférieur est calculé selon la **relation (1-32)** suivante :

$$H_{ui} = H_{uo} \cdot (1 - 0,01 \cdot u) - 0,025 \cdot u \quad (1-32)$$

où  $u$  est l'humidité en pourcentage de poids et  $H_{uo}$  est le pouvoir calorifique inférieur des matériaux secs. Le **tableau (1-7)** donne les pouvoirs calorifiques inférieurs de certains solides, liquides, et gaz.  $\Psi_i$  est le coefficient facultatif permettant d'évaluer les charges calorifiques protégées. Dans le cas où les charges calorifiques sont placées dans des enceintes spéciales pour résister à l'exposition au feu, il n'est pas nécessaire de les prendre en compte. L'annexe E.2.3 de l'Eurocode 1 (EN 1191-1-2) donne d'autres détails sur les charges calorifiques protégées.

Les valeurs des charges calorifiques  $q_{f,k}$  indiquées dans le **tableau (1-6)** s'appliquent dans le cas de compartiments ordinaires en relation avec les types d'occupation et sont valables pour un coefficient  $\delta_{q2}$  égal à 1,0 comme indiqué au niveau du **tableau (1-4)**. Pour des compartiments spéciaux, des précisions sont données dans le paragraphe E.2.2 de l'annexe E de l'Eurocode 1 (EN 1191-1-2).

Les densités de charge calorifique doivent être classées en fonction du type d'occupation et de les utiliser comme densités de charge calorifique caractéristiques  $q_{f,k}$  [MJ/m<sup>2</sup>] selon le **tableau (1-6)**. En fonction du facteur de sécurité utilisé, des valeurs de la densité de charge calorifique caractéristique peuvent être utilisées pour un fractile supérieure à 80% comme proposé par l'Eurocode 1 (EN 1191-1-2). A titre indicatif, il est ajouté, sur le même tableau des valeurs de fractiles à 90 et 95%, ceci est en fonction des conséquences qui implique un incendie.

Pour ce qui de la phase de refroidissement, les courbes température/temps sont données par les **relations (1-33), (1-34) et (1-35)** :

$$\theta_g = \theta_{\max} - 625(t^* - t_{\max}^* \cdot x) \quad \text{pour } t_{\max}^* \leq 0,5 \quad (1-33)$$



$$\theta_g = \theta_{\max} - 250(3 - t_{\max}^*)(t^* - t_{\max}^* \cdot x) \quad \text{pour } 0,5 < t_{\max}^* < 2 \quad (1-34)$$

$$\theta_g = \theta_{\max} - 250(t^* - t_{\max}^* \cdot x) \quad \text{pour } t_{\max}^* \geq 2 \quad (1-35)$$

où

$$t^* = t \cdot \Gamma \quad \text{et} \quad t_{\max}^* = \left( 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{q_{t,d}}{O} \right) \cdot \Gamma$$

Avec

$$x = 1.0 \quad \text{si } t_{\max} > t_{\lim}$$

$$x = t_{\lim} \cdot \Gamma / t_{\max}^* \quad \text{si } t_{\max} = t_{\lim}$$

Surface de plancher du compartiment $A_f$ [m <sup>2</sup> ]	Risque d'activation du feu		Exemples de types d'occupation
	$\delta_{q1}$	$\delta_{q2}$	
25	1.10	0.78	galerie d'art, musée, piscine
250	1.50	1.00	bureaux, résidence, hôtel, industrie papetière
2500	1.90	1.22	fabrique de machines et de moteurs
5000	2.00	1.44	laboratoire de chimie, atelier de peinture
10000	2.13	1.66	fabrique d'artifices ou de peintures

**Tableau (1-4)** - Coefficients  $\delta_{q1}$  et  $\delta_{q2}$

$\delta_{ni}$  - Fonction de mesures actives de lutte contre le feu

Suppression automatique du feu				Détection automatique du feu		Suppression manuelle du feu					
Système d'extinction à eau automatique	Approvisionnements en eau indépendants			Détection automatique du feu et alarme		Alarme automatique Transmise aux pompiers	Pompiers sur site	Pompiers hors site	Voies d'accès libres	Équipement de lutte contre le feu	Système de désenfumage
	0	1	2	par la chaleur	par la fumée						
$\delta_{n1}$	$\delta_{n2}$			$\delta_{n3}$	$\delta_{n4}$	$\delta_{n5}$	$\delta_{n6}$	$\delta_{n7}$	$\delta_{n8}$	$\delta_{n9}$	$\delta_{n10}$
0.61	1.0	0.87	0.70	0.87 ou 0.73		0.87	0.6 ou 0.78	0.9 ou 1 ou 1.5	1.0 ou 1.5		

**Tableau (1-5) - Coefficients  $\delta_{ni}$ .**

Type d'occupation	Densités de charge calorifique caractéristique $q_{f,k}$ ; [MJ/m <sup>2</sup> ]			
	Moyenne	Fractile à 80%	Fractile à 90%	Fractile à 95%
Logement	780	948	1085	1217
Hôpital (chambre)	230	280	320	359
Hôtel (chambre)	310	377	431	484
Bibliothèque	1500	1824	2087	2340
Bureau	420	511	584	655
Classe d'école	285	347	397	445
Centre commercial	600	730	835	936
Théâtre (cinéma)	300	365	417	468
Transport (espace public)	100	122	139	156

Les densités de charges au feu suivent une distribution du type GUMBEL.

**Tableau (1-6) - Densités de charge calorifique caractéristique  $q_{f,k}$ .**

Matériaux combustibles	$H_u$ [MJ/Kg]
<i>Solides</i>	
Bois	17.5
Matériaux cellulosiques (vêtements, liège, coton, papier, carton, soie, paille, laine)	20

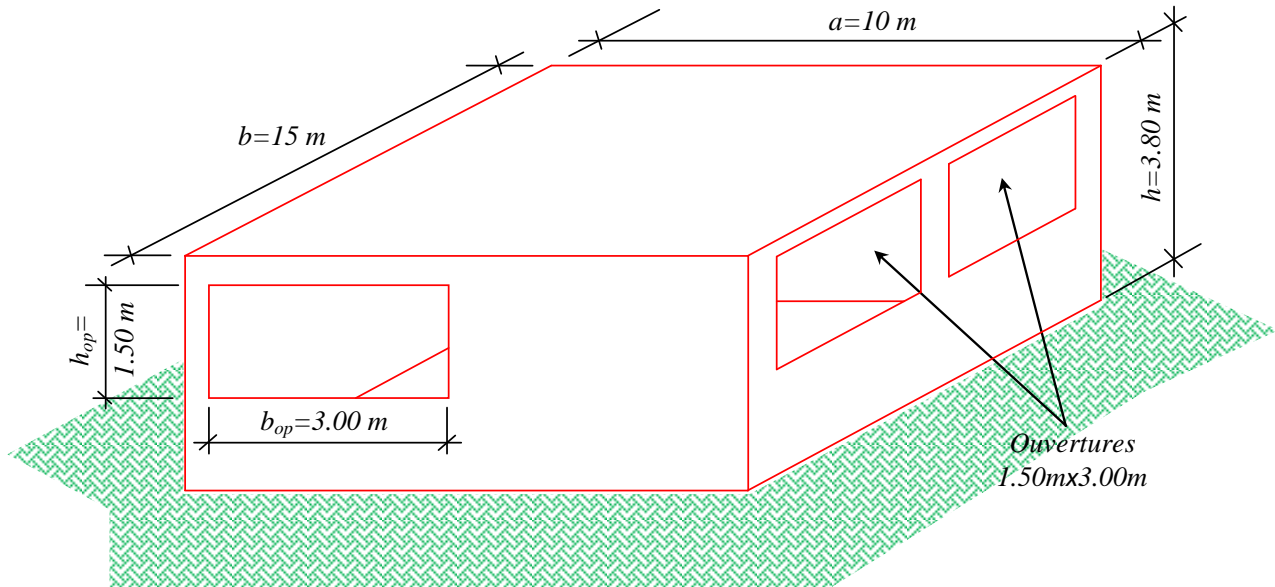
Carbone (anthracite, charbon de bois, charbon)	30
<b>Produits chimiques</b>	
Série des paraffines (méthane, éthane, propane, butane)	50
Série des oléfines (éthylène, propylène, butène)	45
Série des aromatiques (benzène, toluène)	40
Alcools (méthanol, éthanol, alcool éthylique)	30
Combustibles (essence, pétrole, gasoil)	45
Plastiques hydrocarbonés purs (polyéthylène, polystyrène, polypropylène)	40
<b>Autres Produits</b>	
Alkylbenzènesulfonate (plastique)	35
Polyester (plastique)	30
Polyisocyanurate et polyuréthane (plastiques)	25
Polychlorure de vinyle (plastique)	20
Bitume, asphalte	40
Cuir	20
Linoléum	20
Pneumatique	30
Remarque : Les valeurs indiquées dans ce tableau ne s'appliquent pas au calcul du contenu énergétique des combustibles.	

**Tableau (1-7)** - Pouvoirs calorifiques inférieurs  $H_{ui}$  des matériaux combustibles pour le calcul de charges calorifiques

### 1.3 EXEMPLE DE DETERMINATION D'UNE COURBE INCENDIE PARAMETREE (ANNEXE A DE L'EUROCODE EN 1991-1-2)

Il s'agit d'un compartiment situé dans un bâtiment de bureaux comme représenté schématiquement sur la **figure (1-18)**. Les données dimensionnelles du compartiment et les caractéristiques thermiques des murs et des planchers sont regroupées dans le tableau suivant :

Eléments	Nature des matériaux	Densités Kg/m <sup>3</sup>	Chaleur spécifique J/Kg.K	Conductivité thermique W/m.K
Plancher et plafond	Béton armé	2300	840	1,57
Murs	Béton léger	500	840	0,22
Dimensions du compartiment : largeur x longueur x hauteur (a x b x h) : 10 m x 15 m x 3,8 m  ouvertures sur façades : hauteur x largeur x nombre ( $h_{op}$ x $b_{op}$ x nombre) : 1,5m x 3m x 3				



**Figure (1-18)** - Exemple d'un compartiment avec 3 ouvertures.

La charge calorifique caractéristique  $Q_{fi,k}$  en [MJ/kg] est définie par :

$$Q_{fi,k} = \sum M_{k,i} \cdot H_{ui} \cdot \Psi_i$$

Pour l'évaluation de la quantité de matériau combustible  $M_{k,i}$ , on prendra une charge calorifique composée uniquement de matériaux cellulosiques avec 69% de bois, 20% de plastiques et de 11% de papier, comme adopté dans l'essai de Cardington. Ceci était équivalent à un combustible composé du matériau bois donnant une charge calorifique totale de :

$$M_{k,i} = 46 \text{ Kg de bois/m}^2$$

Pour le pouvoir calorifique inférieur  $H_{ui}$  du matériau bois, pour le bois, le **tableau (1-7)** l'EN 1991-1-2 donne :

$$H_{ui} = 17,5 \text{ MJ/kg}$$

Dans cet exemple, il n'existe pas de matériaux protégés et le coefficient facultatif permettant d'évaluer les charges calorifiques protégées  $\Psi_i$  est égal à :  $\Psi_i = 1,0$ .

La charge calorifique caractéristique est donc :

$$Q_{fi,k} = (46 \times 10 \times 15) \cdot 17,5 \times 1,0 = 120750 \text{ MJ}$$

La densité de charge calorifique caractéristique/m<sup>2</sup> est donnée par :

$$q_{f,k} = Q_{f,k} / A_f = 120750 / 10 \times 15 = 805 \text{ MJ/m}^2$$

Surface d'emprise au sol (du plancher) du compartiment :  $A_f = a \times b = 10 \times 15 = 150 \text{ m}^2$

La densité de charge calorifique  $q_{f,d}$  rapportée à la surface  $A_t$  du plancher est donnée par :

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n$$

Les matériaux de combustion sont cellulosique, le facteur de combustion est égal à :  $m = 0,8$

A partir du (**tableau 1-4**) de l'EN 1991-1-2, les coefficients  $\delta_{q1}$  et  $\delta_{q2}$  sont :

$$\delta_{q1} = 1,206 \quad ; \quad \delta_{q2} = 1,00$$

Le coefficient  $\delta_n$  est calculé par la relation :  $\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni}$

$\delta_{n2} = 1,00$  (suppression du feu par approvisionnements en eau indépendants) ;

$\delta_{n4} = 0,73$  (détection du feu par la fumée) ;

$\delta_{n5} = 0,87$  (alarme automatique transmise aux pompiers) ;

$\delta_{n1} = 0,78$  (pompiers hors site) ;

$\delta_{n8} = 1,00$  ;  $\delta_{n9} = 1,00$  et  $\delta_{n10} = 1,00$  (suppression manuelle du feu).

Ce qui donnera :  $\delta_n = 1,00 \cdot 0,73 \cdot 0,87 \cdot 0,78 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 0,495$

La densité de charge calorifique  $q_{f,d}$  est donc égale à :

$$q_{f,d} = 805 \cdot 0,8 \cdot 1,206 \cdot 1,00 \cdot 0,495 = 384,45 \text{ MJ/m}^2$$

Les coefficients de surface pour le plancher, le plafond et les murs sont :

$$b_{\text{plancher}} = b_{\text{plafond}} = (\rho \cdot c \cdot \lambda)^{1/2} = (2300 \times 840 \times 1,57)^{1/2} = 1742 \text{ J/m}^2\text{s}^{1/2}\text{K}$$

$$b_{\text{murs}} = (\rho \cdot c \cdot \lambda)^{1/2} = (500 \times 840 \times 0,22)^{1/2} = 304 \text{ J/m}^2\text{s}^{1/2}\text{K}$$

Ces valeurs sont dans les limites imposées par l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2) :  $100 \leq b \leq 2200$

Le coefficient de surface résultant est :

$$b = [\Sigma (b_i \cdot A_i)] / (A_t - A_v) =$$

$$= [2 \times 150 \times 1742 + (2 \times (10,0 + 15,0) \times 3,8 - 13,5) \times 304] / (490 - 13,50) = 1209,10 \text{ J/m}^2\text{s}^{1/2}\text{K}$$

avec :

$$A_t = 2A_f + 2(a + b)h = 2 \times 150 + 2 \times (10 + 15) \times 3,8 = 490 \text{ m}^2$$

$$A_v = n \cdot h_{op} \cdot b_{op} = 3 \times 1,5 \times 3,0 = 13,50 \text{ m}^2$$

Le facteur d'ouverture (hauteur moyenne des ouvertures  $h_{eq} = 1,537 \text{ m}$ ) est égal à :

$$O = [A_v \cdot (h_{eq})^{1/2}] / A_t = [13,50 \times (1.5)^{1/2}] / 490 = 0,03374 \text{ m}^{1/2}$$

Le coefficient d'ouverture est dans les limites autorisées :  $0,02 \leq O \leq 0,2 \text{ m}^{1/2}$

Le facteur temps  $\Gamma$  est donnée par :

$$\Gamma = [(O/b)^2] / [(0,04/1160)^2] = [(0,03374/1209,10)^2] / [(0,04/1160)^2] = 0,6549$$

La valeur de calcul de la densité de charge calorifique relative à la surface totale  $q_{t,d}$  est :

$$q_{t,d} = (q_{f,d} \cdot A_f) / A_t = 384,45 \times 150 / 490 = 117,68 \text{ MJ/m}^2$$

Pour le calcul de la durée de température maximale des gaz  $t_{max}$ , on supposera une vitesse de développement moyenne du feu avec  $t_{im} = 20 \text{ min} = 0,333 \text{ h}$ , ce qui donnera :

$$t_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_{im} = 0,333 \text{ h} \\ t_2 = (0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}) / O = (0,2 \cdot 10^{-3} \times 117,68) / 0,03374 = 0,6975 \text{ h} \end{array} \right\} = 0,6975 \text{ heure} \approx 42 \text{ min}$$

On a  $t_{max} = t_2$ , le feu est donc contrôlé par la ventilation.

Pour un temps  $t_{max}^*$  égal à :  $t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma = 0,6975 \times 0,6549 = 0,4568 \text{ heure} \approx 27 \text{ min}$ , la température maximale des gaz dans le compartiment est :

$$\begin{aligned} \theta_{g,max} &= 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) = \\ &= 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324e^{-0,2 \cdot 0,45} - 0,204e^{-1,7 \cdot 0,45} - 0,472e^{-19 \cdot 0,45}) \approx 829^\circ\text{C} \end{aligned}$$

En remplaçant  $t^*$  par  $(t \cdot \Gamma = 0,6549t)$  dans la **relation (1-16)**, la courbe des températures des gaz  $\theta_{g,t} = f(t)$  en phase d'échauffement est donnée l'équation suivante :

$$\theta_{g,t} = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324e^{-0,13t} - 0,204e^{-1,11t} - 0,472e^{-12,44t})$$

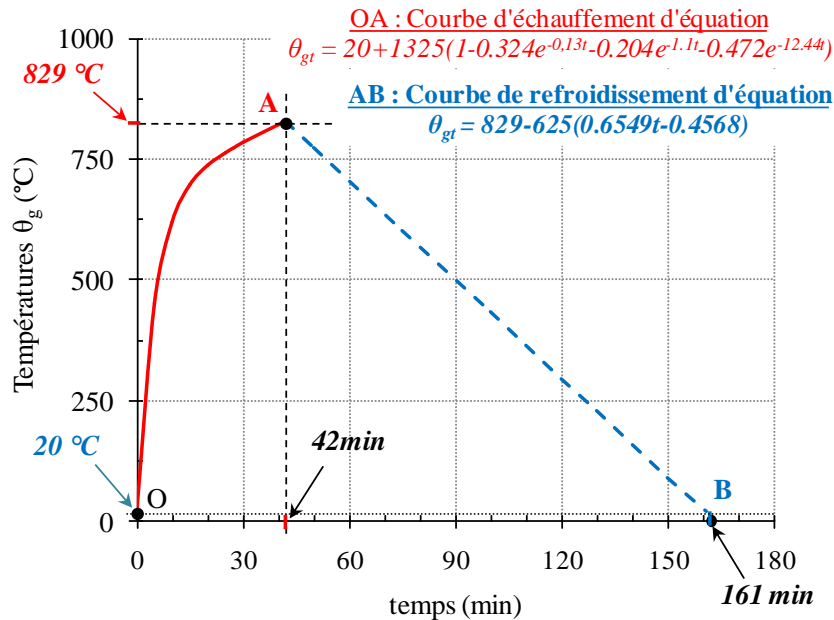
Pour  $t_{max}^* = 0,4568 \text{ h} < 0,5$ , l'équation de la courbe en phase de refroidissement est donnée par la relation suivante :

$$\theta_{g,t} = \theta_{g,max} - 625 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x)$$

En remplaçant  $t_{max}^*$  par «  $0,4568 \text{ h}$  »,  $\theta_{g,max}$  par «  $829^\circ\text{C}$  » et le coefficient  $x$  par «  $1$  » (feu contrôlé par la ventilation, la courbe des températures des gaz  $\theta_{g,t} = f(t)$  en phase de refroidissement est donnée par l'équation suivante :

$$\theta_{g,t} = 829 - 625 \cdot (0,6549t - 0,4568)$$

La **figure (1-19)** montre la courbe paramétrique température-temps obtenue par la combinaison des courbes d'échauffement OA et de refroidissement AB. Le point A représente la température maximale des gaz dans le compartiment ( $\approx 829$  °C) obtenue après un temps de 27 minutes environ du début déclenchement du feu. A partir du point A, la température dans le compartiment commence à diminuer linéairement jusqu'à ce qu'elle atteigne 20°C (point B) après 78 minutes du début de la phase de refroidissement.



**Figure (1-19)** - Courbe paramétrique d'un feu de compartiment.

#### 1.4 PROCEDURE DE CALCUL STRUCTURAL AU FEU

Une analyse de calcul structural au feu doit prendre en compte les étapes suivantes :

- prise en compte des scénarios de feu de calcul pertinents ;
- détermination des feux de calcul correspondants ;
- détermination de l'évolution de la température à l'intérieur des éléments de la structure (poutres, poteaux, murs etc...) ;
- étude mécanique de la structure complète exposée au feu.

Selon le paragraphe 6.4.3.3(4) de l'Eurocode EN 1990, à partir de l'exposition au feu, les actions sur les structures sont considérées comme des actions accidentelles. Pour les scénarios de feu de calcul pertinents et les feux de calculs correspondants, des précisions réglementaires sont données dans les paragraphes 2.2 et 2.3 de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2).

Dans une analyse thermique d'un élément structural, la position du feu de calcul par rapport à cet élément doit être prise en compte. Selon le feu de calcul choisi, l'analyse thermique des éléments structuraux est effectuée :

- pour une durée bien déterminée, sans phase de refroidissement si une courbe nominale température/temps est choisie ;

- pour toute la durée de l'incendie, y compris la phase de refroidissement si un modèle de feu est adopté.

Lors d'une analyse mécanique, la durée utilisée doit être la même que pour l'analyse thermique et il convient que la vérification de la résistance au feu doit se faire :

- par le critère de température :  $\theta_d \leq \theta_{cr,d}$
- par le critère de temps :  $t_{fi,requ} \leq t_{fi,d}$
- ou par le critère d'effort :  $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$

$\theta_{cr,d}$  et  $\theta_d$ , respectivement valeur de calcul de la température critique du matériau et valeur de calcul de la température du matériau ;

$t_{fi,d}$  et  $t_{fi,requ}$ , respectivement valeur de calcul de la résistance au feu et durée de résistance au feu exigée ;

$R_{fi,d,t}$  et  $E_{fi,d,t}$ , respectivement valeur de calcul de la résistance de l'élément et valeur de calcul des effets pertinents des actions, dans la situation d'incendie à l'instant  $t$ .

## 1.5 ACTIONS POUR L'ANALYSE THERMIQUE (ACTIONS THERMIQUES)

Dans un élément, le calcul des actions thermiques passe par la détermination du flux thermique net  $\dot{h}_{net}$  en  $[W/m^2]$  à la surface de cet élément. Sur les surfaces exposées au feu, le flux thermique net (**relation (1-36)**) est déterminé en tenant compte du transfert thermique par convection  $\dot{h}_{net,c}$  (**relation (1-37)**) et du transfert thermique par rayonnement  $\dot{h}_{net,r}$  (**relation (1-38)**).

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (1-36)$$

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (1-37)$$

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (1-38)$$

$\alpha_c$  est le coefficient de transfert thermique par convection en  $[W/m^2K]$ ,  $\theta_g$  la température des gaz à proximité de l'élément exposé au feu  $[^\circ C]$ ,  $\theta_m$  la température de surface de l'élément  $[^\circ C]$ ,  $\Phi$  le facteur de forme<sup>2</sup>,  $\varepsilon_m$  l'émissivité de la surface de l'élément,  $\varepsilon_f$  l'émissivité du feu,  $\sigma$  la constante de Stephan Boltzmann (égale à  $5,67 \cdot 10^{-8} W/m^2K^4$ ) et  $\theta_r$  température de rayonnement effectif de l'environnement du feu  $[^\circ C]$ .

<sup>2</sup> Le facteur de forme  $\Phi$  est la quantité de rayonnement quittant une surface  $S_1$  et interceptée par une surface  $S_2$  (seule une fraction de l'énergie quittant  $S_1$  est interceptée par  $S_2$ ). Si les Eurocodes EN 1992 à 1996 et EN 1999 ne spécifient aucune valeur de  $\Phi$ , il convient d'adopter la valeur de 1,0.



Dans les éléments séparatifs, sur leurs faces non exposées au feu, le flux thermique net peut être calculé par la **relation (1-36)** avec  $\alpha_c = 4 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Il est recommandé de prendre la valeur de  $9 \text{ W/m}^2\text{K}$  pour  $\alpha_c$  si le transfert thermique par rayonnement est inclus dans l'effet de transfert thermique par convection.

Si aucune donnée spécifique n'est mentionnée dans les parties des Eurocodes relatifs au calcul au feu selon les matériaux (EN 1992 à EN 1996 et EN 1999), il est permis d'adopter pour les coefficients  $\varepsilon_m$  et  $\Phi$ , respectivement les valeurs 0,8 et 1,0. Pour l'émissivité du feu, le coefficient  $\varepsilon_f$  est pris égal à 1,0. L'annexe G de l'EN 1991-1-2 une méthode est proposée pour le calcul du facteur de forme  $\Phi$ .

## 1.6 ACTIONS POUR L'ANALYSE STRUCTURALE (ACTIONS MECANIQUES)

Lors des variations de températures dues à l'exposition au feu, il faut tenir compte des forces et moments provoqués par les dilatations et déformations imposées et empêchées. On peut ne pas tenir compte de ces efforts et moments dans les cas où :

- ils sont négligeables ou favorables ;
- ils sont pris en compte par des conditions aux appuis et aux limites conservatoires ;
- ils sont pris en compte de façon implicite par des exigences de sécurité d'incendie indiquées de manière conservatoire.

Pour l'évaluation des actions indirectes, il est nécessaire de tenir compte de certains effets comme par exemple la dilatation empêchée des éléments eux-mêmes, la dilatation des éléments voisins due aux effets thermiques.

Concernant la simultanéité des actions en situation d'incendie, les actions doivent être considérées comme pour un calcul à température normale. Pour les actions variables, l'Eurocode 1990 recommande de prendre en compte leurs valeurs représentatives sans tenir compte de la diminution des charges suite à leurs combustions. Aussi, il n'est pas nécessaire de prendre en compte la simultanéité avec d'autres actions accidentelles indépendantes et les actions dues aux manœuvres industrielles ne doivent pas être comptabilisées.

En ce qui concerne les règles de combinaisons des actions pendant l'exposition au feu, il y a lieu de se référer à l'Eurocode EN 1990 « Bases de calcul des structures ». Cependant, des règles simplifiées sur le principe des combinaisons d'actions en situation d'incendie sont exposées aux paragraphes 4.3.2 et 4.3.3 de l'Eurocode EN 1991-1-2.

## 1.7 CONCLUSION

Dans ce mémoire, le modèle de feu pris en compte est le feu standard selon la norme internationale ISO 834 et dans certain cas, le modèle de feu paramétré selon l'Eurocode EN 1991-1-2 a été adopté. Des détails seront donnés et approfondis dans les sections suivantes.

## 1.8 PROPRIETES THERMO-MECANIQUES des MATERIAUX ACIER et BETON aux TEMPERATURES ELEVEES

En vue de connaître le comportement au feu des structures de constructions en acier, en béton et mixtes acier béton, de nombreuses recherches sur les propriétés de ces matériaux aux températures

élevées ont été effectuées depuis les années 70. Malheureusement, les résultats obtenus par les différentes recherches présentent de grandes dispersions ce qui rend difficile leurs interprétations et l'on se trouve confronté à la formulation de nombreux modèles de comportement des matériaux.

Dans cette partie, nous nous intéresseront uniquement aux modèles de comportement décrits dans des codes et règlements référentiels tel que les Eurocodes 2, 3 et 4 dans leurs parties 1-2 relatives au calcul du comportement au feu. A titre d'informations, en accord avec la Commission des Communautés Européennes (CCE), le Comité Européen de Normalisation (CEN<sup>3</sup>) a décidé d'élaborer les Eurocodes en deux temps :

- en premier lieu, les eurocodes sont rédigés et publiés en tant que Prénorme Européenne sous l'appellation ENV pour être expérimentés pendant une durée théorique de 3 ans et qui seront accompagnés d'un Document d'Application National (DAN). Durant cette période, les règles nationales coexistent avec les eurocodes.
- au bout de 2 ans d'existence d'une partie d'Eurocode, les membres du CEN se prononce sur cette prénorme, soit la prolonger, soit la transformer en Norme Européenne sous l'appellation EN.

Par exemple pour les structures mixtes acier béton, la version initiale de l'Eurocode 4 était dénommée ENV 1994 et la version finale porte la notation EN 1994.

Dans cette partie, à titre comparatif, les propriétés thermomécaniques des matériaux acier et béton seront présentées selon les deux versions de l'Eurocode ENV et EN. De même, la norme française DTU (Documents Techniques Unifiés) sera prise en compte pour une comparaison avec les Eurocodes.

En général, les caractéristiques thermo-physiques des matériaux béton et acier à considérer pour un calcul de résistance au feu, sont la chaleur spécifique  $C$ , la conductivité thermique  $\lambda$  et la dilatation thermique  $\frac{\Delta L}{L}$ .

La chaleur spécifique ( $J/kg^{\circ}K$ ) d'un matériau est la quantité de chaleur (énergie) nécessaire pour élever d'un degré centigrade (ou Kelvin) une masse de un kg de ce matériau. La conductivité thermique ou conductibilité thermique ( $W/m^{\circ}K$ ) est la quantité de chaleur transférée en une unité de temps au travers d'un matériau d'une unité de surface et d'une unité d'épaisseur, quand les deux faces opposées diffèrent d'une unité de température. Plus la conductivité thermique est grande, plus le matériau est conducteur, plus elle est petite, plus le matériau est isolant. Elle dépend principalement de la nature du matériau, de la température et d'autres paramètres comme l'humidité et la pression. La dilatation thermique est l'expansion à pression constante du volume d'un corps occasionné par son réchauffement.

## 1.8.1 COMPORTEMENT DE L'ACIER DE CONSTRUCTION

### 1.8.1.1 Caractéristiques thermo-physiques

---

<sup>3</sup> Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

### 1.8.1.1.1 Dilatation thermique de l'acier

Tout élément de construction, sous l'effet de l'augmentation de la température, subit des allongements. La variation du coefficient de dilatation thermique de l'acier en fonction de la température est donnée par les relations suivantes :

Selon les Eurocodes 3 et 4 (ENV1993, ENV1994, EN1993 et EN1994) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C} \\ 750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C} \\ 860^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \frac{\Delta L}{L} = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_a^2 \\ \frac{\Delta L}{L} = 11 \cdot 10^{-3} \\ \frac{\Delta L}{L} = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a \end{array} \quad (1-39)$$

Dans les modèles de calcul simplifiés, les Eurocodes 3 et 4 (ENV1993, ENV1994 et EN1994) proposent, quelque soit la température, d'approcher la dilatation thermique de l'acier par la relation suivante:

$$\frac{\Delta L}{L} = 14 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20) \quad (1-40)$$

Aussi, pour des températures comprises entre  $0^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$ , la version EN1993 de l'Eurocode 3, à l'annexe C, propose la relation suivante de la dilatation thermique :

$$\frac{\Delta L}{L} = (16 + 4,79 \cdot 10^{-3} \theta_a - 1,243 \cdot 10^{-6} \theta_a^2) (\theta_a - 20) \cdot 10^{-6} \quad (1-41)$$

Quand au DTU, quelque soit la température, il propose le modèle suivant :

$$\frac{\Delta L}{L} = -3 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_a^2 \quad (1-42)$$

et pour des calculs courants, la valeur suivante est admise quelque soit la température :

$$\frac{\Delta L}{L} = 1,4 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a \quad (1-43)$$

La **figure (1-20)** représente les différents modèles de la dilatation thermique exposés ci-dessus. A part le modèle proposé par l'annexe C de l'Eurocode EN1993, il n'y a pas de grandes différences entre les autres modèles de la dilatation thermique. Seulement, pour les modèles des Eurocodes 3 et 4 (ENV1993, ENV1994, EN1993 et EN1994), on remarque un palier entre les températures 750 et 800°C qui représente un ralentissement dû au changement de phase cristallographique. Aussi, au-delà 800°C, la montée des dilatations thermiques reprennent plus rapidement par rapport aux températures inférieures et suivent des variations linéaires. A l'annexe C de l'Eurocode EN1993, le modèle proposé donne des valeurs de dilatation thermique plus grande que les autres modèles ou l'on observe une différence allant de 20% pour des températures jusqu'à environ 500°C et à 30% au-delà de 500°C.

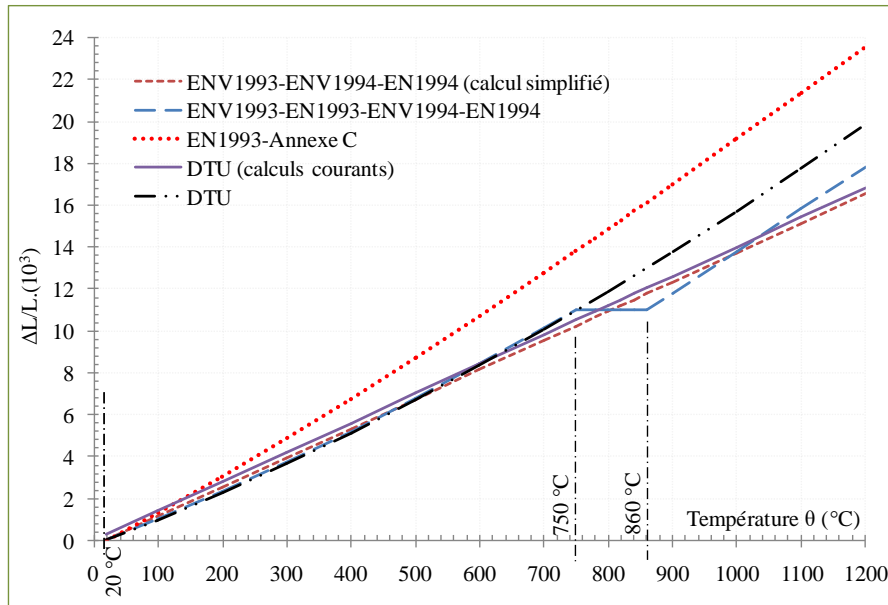


Figure (1-20) - Différents modèles de variations de la dilatation thermique de l'acier.

### 1.8.1.1.2 Conductivité thermique

Par rapport au matériau béton, la conductivité thermique de l'acier ( $W/m^{\circ}K$ ) est beaucoup plus importante. Les Eurocodes 3 et 4 (ENV1993, ENV1994, EN1993 et EN1994) proposent les modèles suivants de la conductivité thermique :

$$\begin{cases} 20^{\circ}C \leq \theta_a < 800^{\circ}C & \lambda_a = -0,033\theta_a + 54 \\ 800^{\circ}C \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}C & \lambda_a = 27,3 \end{cases} \quad (1-44)$$

Dans les modèles de calcul simplifiés, les Eurocodes 3 et 4 (ENV1993, ENV1994 et EN1994) adoptent, quelque soit la température, une conductivité thermique égale à :

$$\lambda_a = 45 W/m^{\circ}K \quad (1-45)$$

L'Eurocode 3 dans sa version finale EN1993, à l'annexe C, propose une conductivité thermique calculée à partir de la relation suivante :

$$0^{\circ}C \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}C \quad \lambda_a = 14,6 + 1,27 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad (1-46)$$

Par contre, le DTU propose le modèle suivant :

$$\begin{cases} 20^{\circ}C \leq \theta \leq 750^{\circ}C & \lambda_a = -0,0329 \cdot \theta + 54,7 \\ 750^{\circ}C < \theta & \lambda_a = 30 \end{cases} \quad (1-47)$$

La **figure (1-21)** montre les modèles de conductivités thermiques de l'acier donnés par les Eurocodes et le DTU.

### 1.8.1.1.3 Chaleur spécifique de l'acier

Selon les Eurocodes 3 et 4 sous les versions ENV1993 et ENV1994, la chaleur spécifique de l'acier est calculée par les relations suivantes, en fonction de la température :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C} & C_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \\ 600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C} & C_a = 721 + \left( \frac{5371}{738 - \theta_a} \right) \\ 735^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900^{\circ}\text{C} & C_a = 605 + \left( \frac{7624}{\theta_a - 731} \right) \\ 900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C} & C_a = 650 \end{array} \right. \quad (1-48)$$

Mais dans leurs versions finales, les Eurocodes 3 et 4 (EN1993 et EN1994) adoptent les mêmes chaleurs spécifiques que les anciennes versions pour les tranches de températures entre 20 et 600°C et entre 900 et 1200°C, mais, pour des températures variant de 600 à 900°C, ils proposent les modèles suivants :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C} & C_a = 666 - \left( \frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \\ 735^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900^{\circ}\text{C} & C_a = 545 + \left( \frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \end{array} \right. \quad (1-49)$$

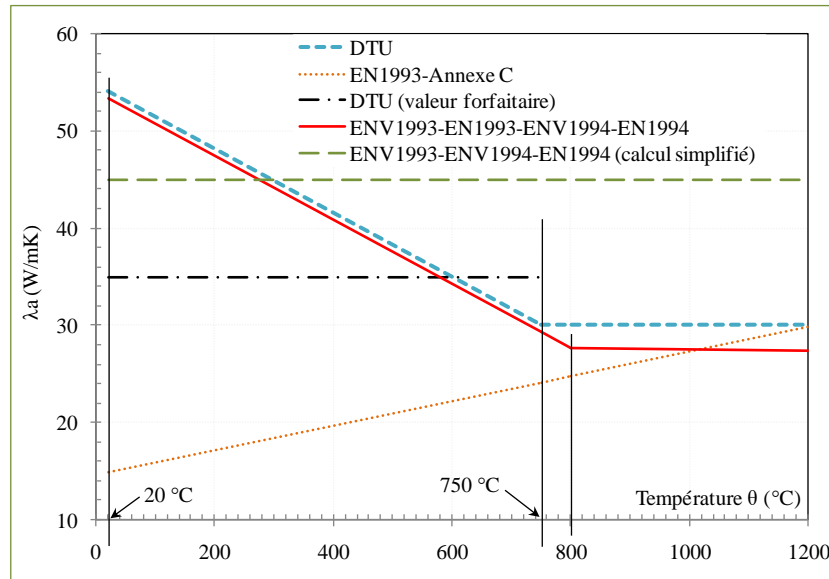
Dans les modèles de calcul simplifiés, les Eurocodes 3 et 4 (ENV1993, ENV1994 et EN1994) adoptent, quelque soit la température, une chaleur spécifique de l'acier égale à :

$$C_a = 600 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \quad (1-50)$$

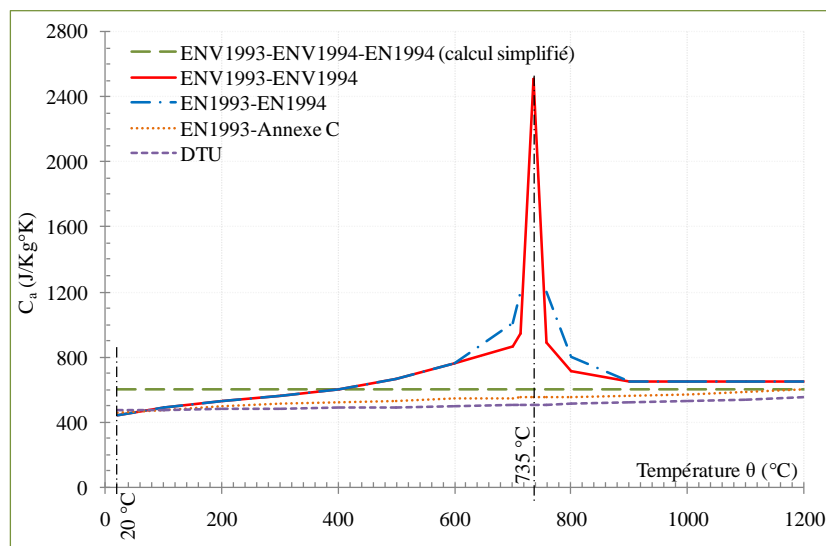
Selon le DTU, la chaleur spécifique est donnée par la relation suivante quelque soit la température :

$$C_a = 473 + 20,1 \times 10^{-3} \theta_a + 38,1 \times 10^{-6} \theta_a^2 \quad (1-51)$$

La **figure (1-22)** regroupe les différents modèles de la chaleur spécifiques de l'acier de construction et d'armature.



**Figure (1-21)** - Différents modèles de variations de la conductivité thermique de l'acier.



**Figure (1-22)** - Différents modèles de variations de la chaleur spécifique de l'acier.

A partir de la **figure (1-22)**, la variation de la chaleur spécifique proposée par les premières versions des Eurocodes 3 et 4 (ENV1993 et ENV1994) présente un pic d'une valeur de 2500 J/Kg°K sous une température d'environ 750°C correspondant au changement de phase cristallographique de l'acier vers cette température. Aussi, il est à noter que l'annexe C de la dernière version de l'Eurocode 3 (EN1993) et le modèle de calcul simplifié proposé par les Eurocodes 3 et 4, sous les versions ENV1993, ENV1994 et EN1994, adoptent presque la même valeur de la chaleur spécifique surtout pour des températures de 400°C.

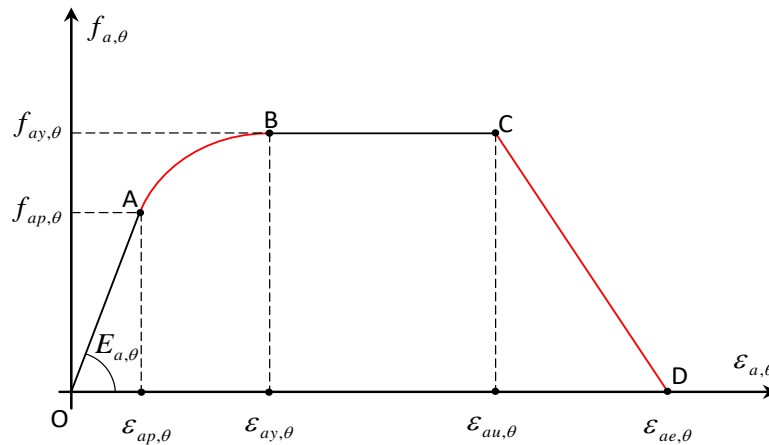
### 1.8.1.2 Caractéristiques mécaniques

Les relations donnant les variations de la limite d'élasticité et du module d'élasticité en fonction de la température sont obtenues à partir d'essais de traction sur des éprouvettes en acier. Les essais réalisés en ce sens ont montrés qu'il y a une grande dispersion dans les résultats, dus au mode

opérateur utilisé. Les vitesses de chargement et de montée en température jouent un rôle important dans la détermination des caractéristiques mécaniques de l'acier. En effet, il existe deux façons d'opérer ces essais :

- La ruine de l'éprouvette est obtenue sous charge de traction croissante et la température de l'éprouvette est maintenue constante ;
- La charge de traction est maintenue constante et la température croît jusqu'à la ruine de l'éprouvette.

Aux températures élevées, le fluage est plus ou moins apparent dans l'essai de traction selon que la vitesse de chargement est faible ou élevée. Pour négliger l'influence du fluage, les essais sont effectués sous température constante et avec une vitesse de mise en charge suffisamment élevée. Selon l'ENV1993, l'ENV1994, l'EN1993 et l'EN1994, les propriétés de résistance et de déformation de l'acier de construction aux températures élevées, pour des vitesses d'échauffement comprises entre 2 et 50K/min, sont déterminées à partir de la relation contrainte-déformation donnée par la **figure (1-23)** dans laquelle  $f_{ay,\theta}$  représente la limite d'élasticité efficace,  $f_{ap,\theta}$  la limite de proportionnalité,  $E_{a,\theta}$  le module d'élasticité ou pente du domaine élastique linéaire,  $\varepsilon_{ap,\theta}$  la déformation à la limite de proportionnalité,  $\varepsilon_{ay,\theta}$  la déformation plastique,  $\varepsilon_{au,\theta}$  la déformation limite en plasticité et  $\varepsilon_{ae,\theta}$  la déformation ultime.



**Figure (1-23)** - Modèle mathématique de la relation contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées.

Avec

- Domaine OA ( $0 \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq \varepsilon_{ap,\theta}$ ) : zone des déformations élastiques avec

$$f_{a,\theta} = E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta} \quad \text{et} \quad E_{a,\theta} = E_{a,\theta} \quad (1-52)$$

- Domaine AB ( $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq \varepsilon_{ay,\theta}$ ) : zone des déformations transitoires elliptiques avec

$$\sigma_{a,\theta} = (f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2} \quad \text{et} \quad E_{a,\theta} = \frac{b \cdot (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}} \quad (1-53)$$

Ou

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{ap,\theta} = f_{ap,\theta} / E_{a,\theta} \\ a^2 = \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c / E_{a,\theta} \right) \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} \right) \\ b^2 = E_{a,\theta} \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} \right) c + c^2 \\ c = \frac{\left( f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta} \right)^2}{E_{a,\theta} \left( \varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} \right) - 2 \left( f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta} \right)} \end{array} \right. \quad (1-54)$$

- Domaine BC (  $\varepsilon_{ay,\theta} \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq \varepsilon_{au,\theta}$  ) : zone des déformations plastiques avec

$$\sigma_{a,\theta} = f_{ay,\theta} \quad ; \quad E_{a,\theta} = 0 \quad ; \quad \varepsilon_{ay,\theta} = 2\% \quad \text{et} \quad \varepsilon_{au,\theta} = 15\% \quad (1-55)$$

- Domaine CD (  $\varepsilon_{au,\theta} \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq \varepsilon_{ae,\theta}$  ) : zone des déformations plastiques avec une courbe CD (en pointillé sur la figure a) qui peut être remplacée par une branche linéaire descendante du point C (  $\varepsilon_{au,\theta}, f_{ay,\theta}$  ) au point D (  $\varepsilon_{ae,\theta}, 0$  ) avec

$$E_{a,\theta} = - \frac{f_{ay,\theta}}{\left( \varepsilon_{ae,\theta} - \varepsilon_{au,\theta} \right)} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{ae,\theta} = 20\% \quad (1-56)$$

Pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées, le **tableau (1-8)** donne les valeurs des facteurs de réduction  $K_{y,\theta}$ ,  $K_{p,\theta}$  et  $K_{E,\theta}$ . Ces facteurs de réduction sont définis comme suit :

- pour la limite d'élasticité efficace  $f_{ay,\theta}$  par rapport à la limite d'élasticité  $f_{ay}$  à 20°C, le facteur  $K_{y,\theta}$  est donné par :

$$K_{y,\theta} = f_{ay,\theta} / f_{ay,20^\circ C} \quad (1-57)$$

- pour la limite de proportionnalité  $f_{ap,\theta}$  par rapport à la limite d'élasticité  $f_{ay}$  à 20°C, le facteur  $K_{p,\theta}$  est donné par :

$$K_{p,\theta} = f_{ap,\theta} / f_{ay,20^\circ C} \quad (1-58)$$

- et pour le module d'élasticité  $E_{a,\theta}$  par rapport au module d'élasticité  $E_a$  à 20°C, le facteur  $K_{E,\theta}$  est donné par :

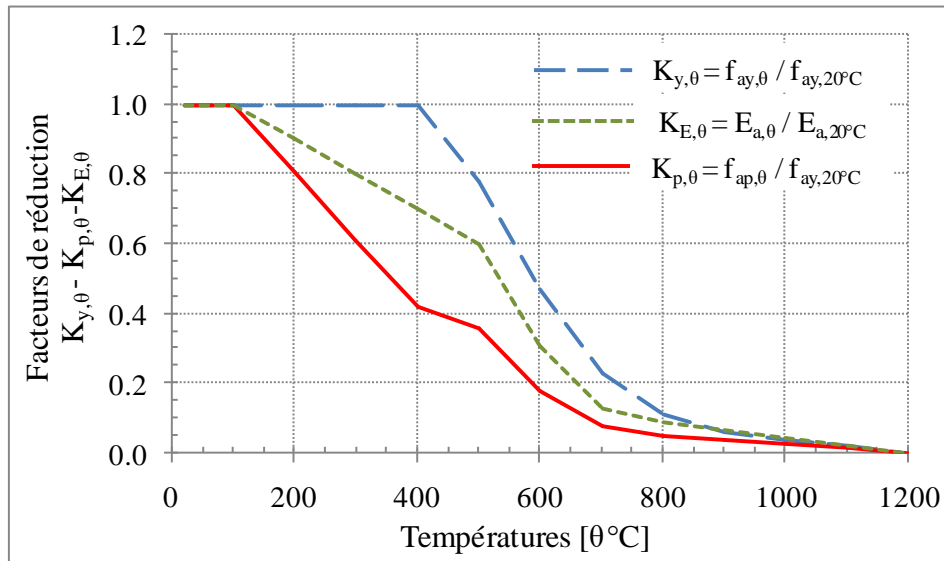
$$K_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_{a,20^\circ C} \quad (1-59)$$



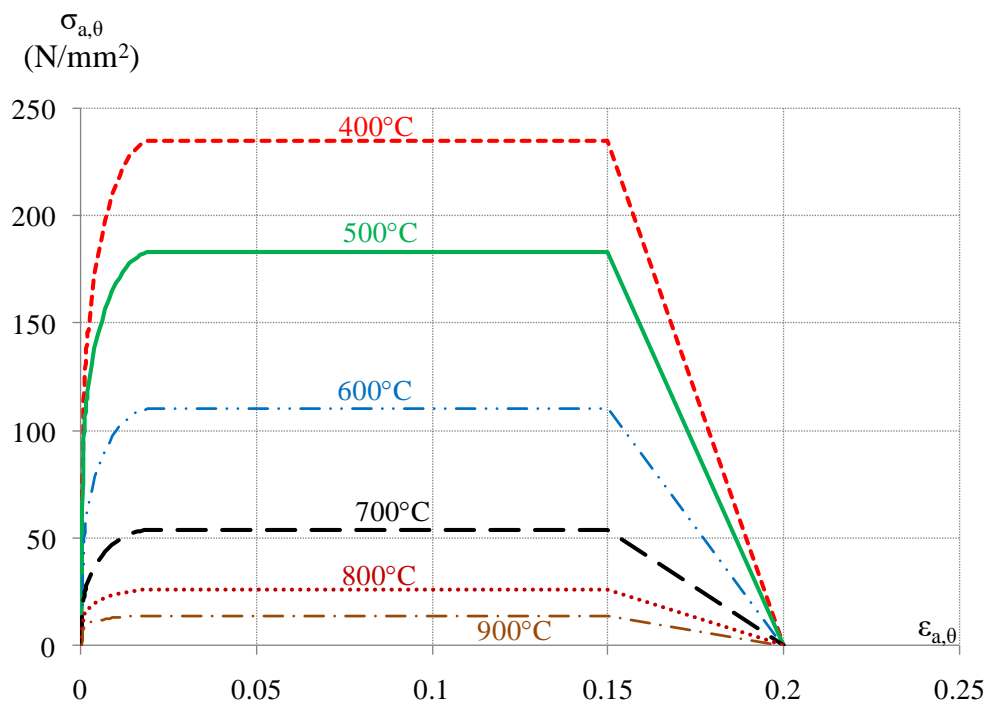
Température de l'acier de construction $\theta$ [°C]	$K_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay,20^\circ C}}$	$K_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay,20^\circ C}}$	$K_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ C}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0.807	0,90
300	1,00	0.613	0,80
400	1,00	0.420	0,70
500	0,78	0.360	0,60
600	0,47	0.180	0,31
700	0,23	0.075	0,13
800	0,11	0.050	0,09
900	0,06	0.0375	0,0675
1000	0,04	0.0250	0,0450
1100	0,02	0.0125	0,0225
1200	0	0	0
Pour des valeurs intermédiaires de température, une interpolation linéaire peut être utilisée.			

**Tableau (1-8)** - Valeurs des facteurs de réduction pour l'acier de construction aux températures élevées selon l'ENV1993, l'ENV1994, l'EN1993 et l'EN1994.

La **figure (1-24)** montre graphiquement les variations des facteurs de réduction de l'acier aux températures élevées et la **figure (1-25)** montre quelques relations contraintes déformations des aciers de constructions type S235 ( $f_{20^\circ C} = 2,35 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$  et  $E_{20^\circ C} = 2,10 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$ ) à températures élevées selon l'Eurocode 4.



**Figure (1-24)** - Représentation graphique des facteurs de réduction pour l'acier de construction aux températures élevées selon l'ENV1993, l'ENV1994, l'EN1993 et l'EN1994.



**Figure (1-25)** - Relations contraintes-déformations pour l'acier de construction (tube) type S235 à températures élevées selon l'Eurocode 4 (ENV 1994-1-2 et EN 1994-1-2).

En revanche, l'annexe G de l'Eurocode 4 (ENV 1994-1-2) et le DTU proposent, pour l'acier de construction, une relation contraintes-déformations selon le modèle mathématique suivant :

$$\frac{\sigma_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} = 0,103 \cdot \left( \frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right)^3 - 0,651 \cdot \left( \frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right)^2 + 1,416 \cdot \left( \frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right) - 0,06 \leq 1 \quad (1-60)$$

$$\frac{E_{a,\theta,\sigma}}{E_{a,\theta}} = 0,309 \cdot \left( \frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right)^2 - 1,302 \cdot \left( \frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right) + 1,416 \quad (1-61)$$

$$\text{avec } \frac{E_{a,\theta,\sigma}}{E_{a,\theta}} = 0 \text{ si } \frac{\sigma_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} = 1$$

Dans la relation contrainte-déformation de l'acier de construction,  $E_{a,\theta}$  est le module tangent à l'origine en situation d'incendie. Les facteurs de réduction  $K_{y,\theta}$  et  $K_{E,\theta}$  peuvent être calculés par les relations suivantes :

$$\text{pour } 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C} : \begin{cases} K_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} = 1,0 + \frac{\theta}{900 \log_e \left( \frac{\theta}{1750} \right)} \\ K_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}} = 1,0 + \frac{\theta}{2000 \log_e \left( \frac{\theta}{1100} \right)} \end{cases} \quad (1-62)$$

$$\text{pour } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1000^\circ\text{C} : \begin{cases} K_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} = \frac{340 - 0,34\theta}{\theta - 240} \\ K_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}} = \frac{690 - 0,69\theta}{\theta - 53,5} \end{cases} \quad (1-63)$$

Pour l'acier des barres d'armatures, selon l'annexe G de l'Eurocode 4 (ENV 1994-1-2), les relations contraintes-déformations adoptées pour l'acier de construction peuvent être utilisées, à l'exception des facteurs de réduction  $K_{sy,\theta}$  et  $K_{sE,\theta}$  qui sont donnés dans le **tableau (1-9)**.

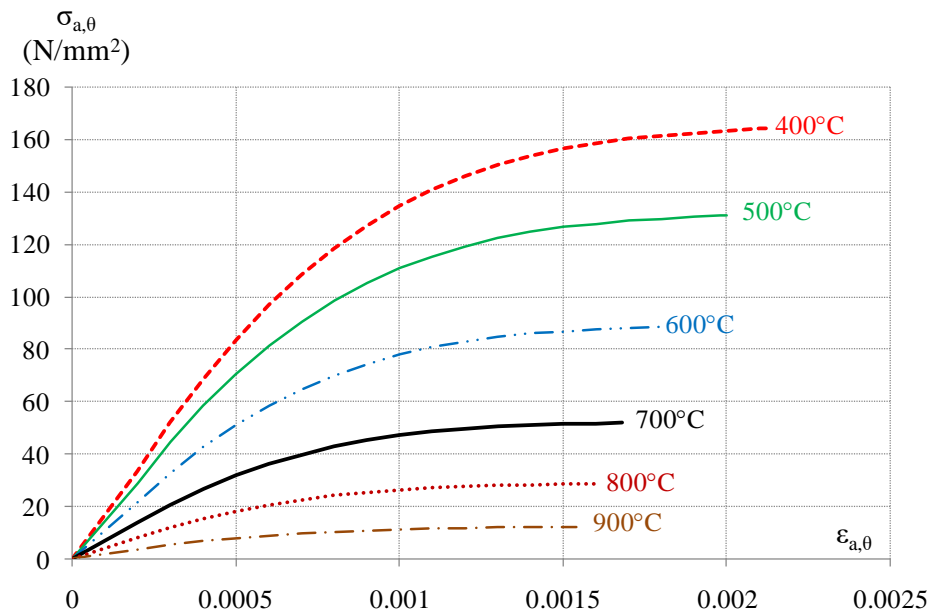
Température de l'acier d'armature $\theta$ [ $^\circ\text{C}$ ]	0	400	580	750
$K_{sy,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$ ou $K_{sE,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_{s,20^\circ\text{C}}}$	1,00	1,00	0,15	0

**Tableau (1-9)** - Valeurs des facteurs de réduction pour l'acier d'armature aux températures élevées selon l'annexe G de l'ENV1994-1-2.

Les **figures (1-26)** et **(1-27)** représentent respectivement les modèles mathématiques des relations contraintes déformations pour l’acier de construction et l’acier d’armature type S235 ( $f_{20^{\circ}\text{C}} = 2,35.10^8 \text{ N/m}^2$  et  $E_{20^{\circ}\text{C}} = 2,10.10^{11} \text{ N/m}^2$ ) selon l’annexe G de l’Eurocode 4 (ENV 1994-1-2).

Pour la masse volumique de l’acier, selon l’Eurocode 3 et 4, il est admis d’adopter la valeur de  $7850 \text{ Kg/m}^3$  quelque soit la température. Pour la limite d’élasticité de l’acier, conventionnellement elle est définie comme étant la contrainte pour laquelle, après relâchement, l’allongement résiduel est de 2‰.

Concernant la variation de la limite d’élasticité des aciers en fonction de l’élévation de la température, la **figure (1-28)** montre les modèles adoptés par le l’Eurocode 4 –ENV 1994-1-2 et l’Eurocode 4-EN 1994-1-2 ou l’on remarque d’importantes différences jusqu’à environ  $600^{\circ}\text{C}$  au-delà de laquelle les valeurs deviennent sensiblement les mêmes. En revanche, pour l’évolution du module d’élasticité, comme le montre la **figure (1-29)**, les différences ne sont pas importantes jusqu’à  $500^{\circ}\text{C}$  et deviennent appréciables entre  $500^{\circ}\text{C}$  et  $1000^{\circ}\text{C}$ .



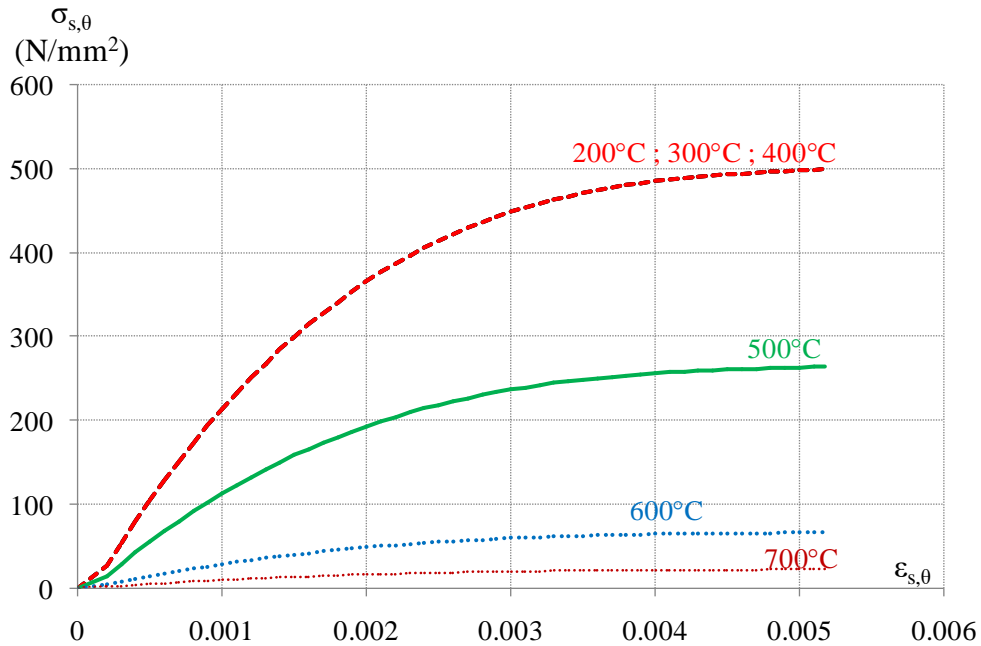
**Figure (1-26)** - Relations contraintes-déformations pour les aciers de construction (tube) type S235 à températures élevées selon l’annexe G de l’Eurocode 4 – ENV 1994-1-2.

Par rapport au modèle mathématique de la relation contrainte-déformation de l’acier aux températures élevées proposé par les Eurocodes 3 et 4 (**Figure 1-23**), il est intéressant d’avoir un aperçu sur les anciens modèles utilisés pour l’analyse du comportement de la résistance au feu des structures. La **figure (1-30)** montre les modèles du type élasto-plastique parfait bilinéaire adoptés par certaines normes (CM66, CCBA, BAEL) qui prenaient comme critère de ruine la limite élastique de l’acier.

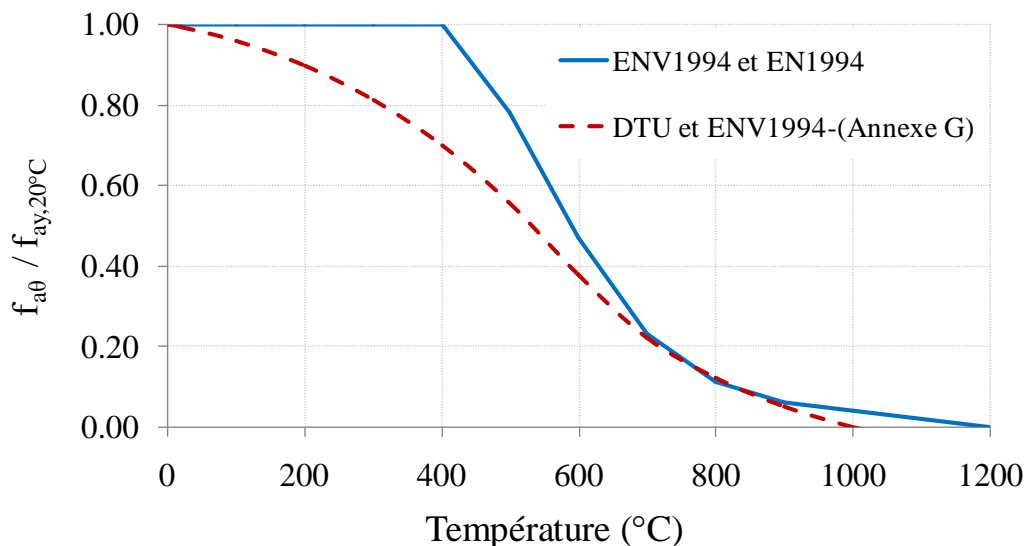
### 1.8.1.2.1 Fluage des aciers

Les aciers de constructions utilisés dans les structures sont sollicités constamment par des actions qui donnent naissance à des contraintes de façon continue dans le temps. C’est le phénomène du fluage qui dépend de la contrainte, du temps et de la température en provoquant des déformations

irréversibles. La **figure (1-31)** montre l'évolution de la vitesse de déformation en fonction du temps caractérisée par trois zones de déformations : la zone 1 (fluage primaire) avec une diminution et une stabilisation de la vitesse de déformation entraînant une consolidation du matériau, la zone 2 (fluage secondaire) où les déformations évoluent lentement et enfin une zone 3 (fluage tertiaire) avec des déformations rapides allant jusqu'à la cassure brutale. Le fluage secondaire est le mieux connu et permet le dimensionnement des éléments structuraux.



**Figure (1-27)** - Relations contraintes-déformations pour les aciers d'armature type S235 à températures élevées selon l'annexe G de l'Eurocode 4 – ENV 1994-1-2.



**Figure (1-28)** - Evolution de la limite élastique des aciers en fonction de la température.

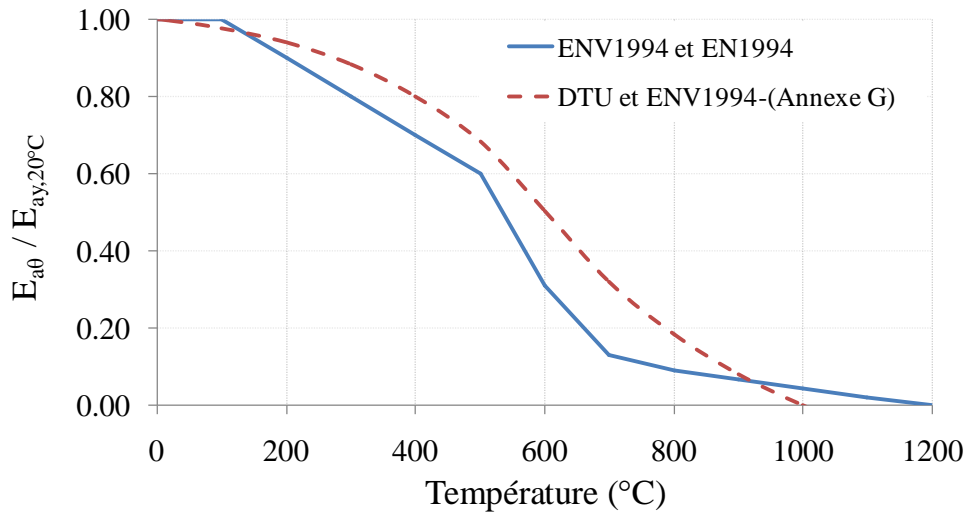


Figure (1-29) - Evolution du module d'élasticité des aciers en fonction de la température.

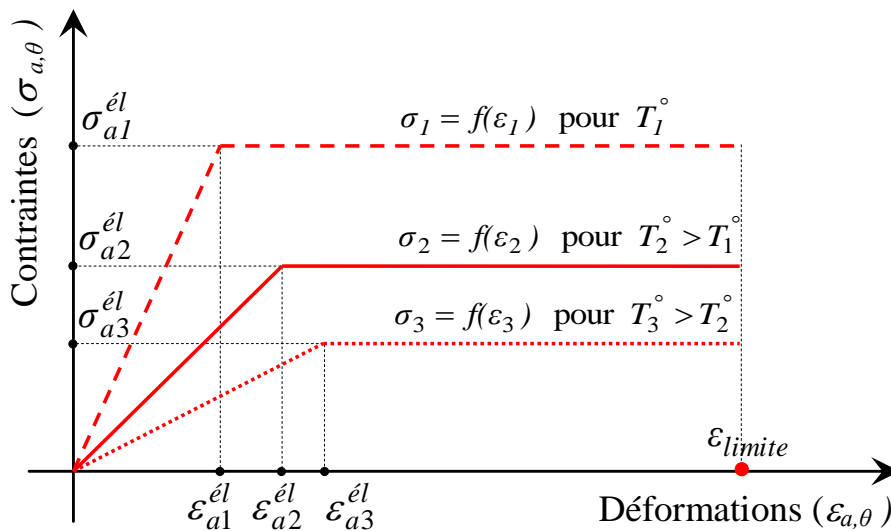


Figure (1-30) - Modèles élasto-plastique des aciers en fonction de la température.

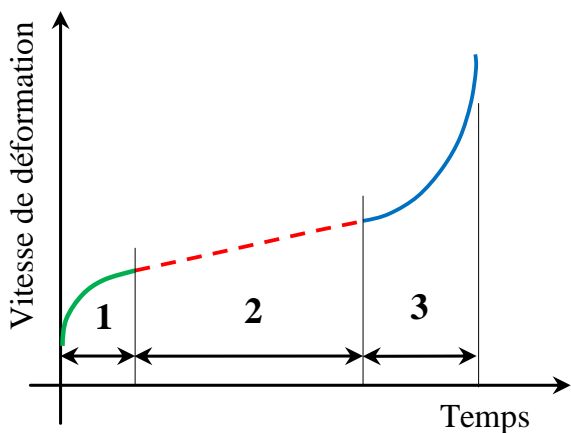


Figure (1-31)

Courbe de fluage de l'acier de construction.

Selon L'Eurocode 4 (EN 1994-1-2), il n'est pas nécessaire de prendre en compte explicitement les effets du fluage des aciers aux températures élevées si les relations contrainte-déformations développées dans la section 8.1.2 de ce chapitre soient adoptées.

L'effet du fluage est donc pris en compte implicitement dans les relations contrainte-déformations.

## 1.8.2 COMPORTEMENT de L'ACIER D'ARMATURE

Selon l'Eurocode 4, les propriétés thermo-physiques (dilatation thermique, conductivité thermique et chaleur spécifique) et les caractéristiques mécaniques à températures élevées des aciers d'armatures peuvent être obtenues les mêmes modèles que ceux utilisés pour les aciers de constructions comme définies dans la section 8.1.

## 1.8.3 COMPORTEMENT DU BETON

Le béton est un matériau composé d'un liant hydraulique, en général le ciment, de graviers, de sable et d'eau, chacun avec sa composition bien déterminée. Une fois les composants mélangés entre eux, on obtient un nouveau corps, non homogène, poreux et monolithique. Les propriétés thermiques du béton dépendent donc de plusieurs paramètres relatifs au type de béton obtenu, à la nature des agrégats et du ciment employés et autres. Malgré plusieurs recherches réalisées sur ce matériau, il est difficile de donner des formulations plus ou moins exactes sur les propriétés thermiques du béton. Pour cela, comme il a été fait pour les aciers, nous allons étudier les propriétés thermiques et mécaniques conformément aux règlements de l'Eurocode ENV 1992, ENV 1994, EN 1992 et l'EN 1994 et dans certains cas la norme DTU.

### 1.8.3.1 Caractéristiques thermo-physiques

#### 1.8.3.1.1 Dilatation thermique du béton

Lors de l'élévation de la température, une éprouvette en béton subit des variations dimensionnelles caractérisées d'une part par la dilatation thermique et d'autre part par un gonflement et un retrait. Expérimentalement parlant, il est difficile de prendre en compte séparément ces deux effets et les relations suivantes, proposées par les Eurocodes 2 et 4 ainsi que le DTU pour la dilatation thermique, prennent en compte et le retrait et le gonflement.

Selon l'Eurocode 2 (ENV1992-1-2 et EN1992-1-2), pour les bétons granuleux siliceux, de masse volumique courante, la dilatation thermique est donnée par les relations suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 700^{\circ}\text{C} \quad \frac{\Delta L}{L} = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 \\ 700^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad \frac{\Delta L}{L} = 14 \cdot 10^{-3} \end{array} \right. \quad (1-64)$$

Selon l'Eurocode 2 (ENV1992-1-2 et EN1992-1-2), pour les bétons granuleux calcaires, de masse volumique courante, la dilatation thermique est donnée par les relations suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 805^{\circ}\text{C} \quad \frac{\Delta L}{L} = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 \\ 805^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad \frac{\Delta L}{L} = 12 \cdot 10^{-3} \end{array} \right. \quad (1-65)$$

Selon l’Eurocode 2 (ENV1992-1-2), pour les bétons légers, la dilatation thermique est donnée par la relation suivante:

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad \frac{\Delta L}{L} = 8.10^{-3}(\theta_c - 20) \quad (1-66)$$

Selon l’Eurocode 4 (ENV1994-1-2 et L’EN1994-1-2), pour les bétons de masse volumique courante, la dilatation thermique est donnée par les relations suivantes:

$$\begin{cases} 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 700^{\circ}\text{C} & \frac{\Delta L}{L} = -1,8.10^{-4} + 9.10^{-6}.\theta_c + 2,3.10^{-11}.\theta_c^3 \\ 700^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} & \frac{\Delta L}{L} = 14.10^{-3} \end{cases} \quad (1-67)$$

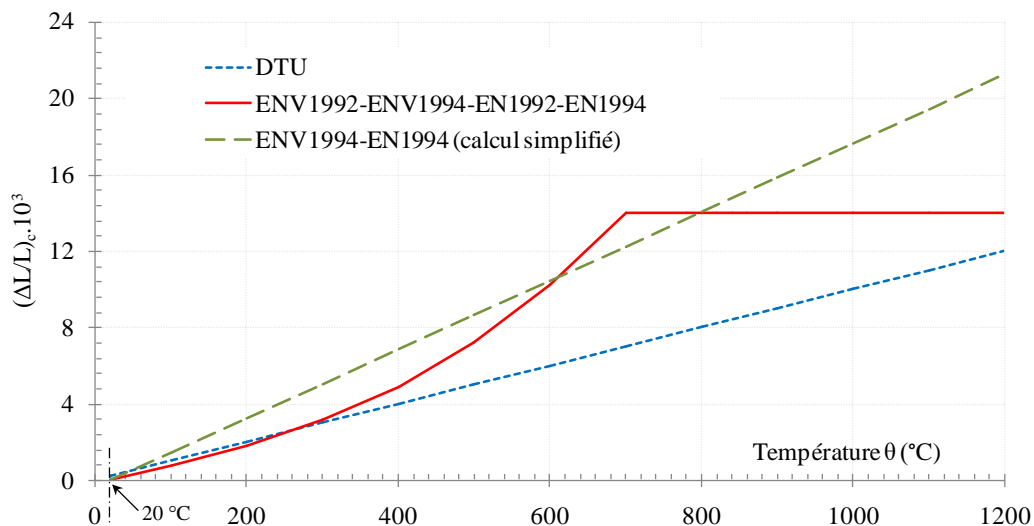
Dans les modèles de calcul simplifiés, la dilatation thermique peut être approchée par la variation linéaire suivante:

$$\text{Quelque soit } \theta \quad \frac{\Delta L}{L} = 18.10^{-6}(\theta_c - 20) \quad (1-68)$$

Selon le DTU, la dilatation thermique est donnée par la relation suivante:

$$\text{Quelque soit } \theta \quad \frac{\Delta L}{L} = 10^{-5}.\theta_c \quad (1-69)$$

Il est à noter que les relations proposées par l’Eurocode 4 sont déduites de résultats d’essais expérimentaux réalisés sur du béton de granulats siliceux et sont donc valables pour tous les types de bétons siliceux. La **figure (1-32)** montre les évolutions de la dilatation thermique du béton siliceux en fonction de la température.



**Figure (1-32)** - Variation de la dilatation thermique du béton siliceux en fonction de la température



### 1.8.3.1.2 Conductivité thermique du béton

Contrairement à l'acier, le béton est un matériau à faible conductivité thermique avec comme paramètre influent le type d'agrégats siliceux ou calcaires. En fonction de la température, la conductivité thermique en W/m°K est donnée par les relations suivantes:

#### Selon l'Eurocode 2 (ENV1992-1-2)

Pour les bétons de granulats siliceux

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad \lambda_c = 2 - 0,24 \left( \frac{\theta_c}{120} \right) + 0,012 \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (1-70)$$

Pour les bétons de granulats calcaires

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad \lambda_c = 1,6 - 0,16 \left( \frac{\theta_c}{120} \right) + 0,008 \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (1-71)$$

Pour les bétons de granulats légers

$$\left\{ \begin{array}{ll} 20^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 800^{\circ}\text{C} & \lambda_c = 1 - \left( \frac{\theta_c}{1600} \right) \\ 800^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} & \lambda_c = 0,5 \end{array} \right. \quad (1-72)$$

Pour des calculs simplifiés, selon l'Eurocode 2 (ENV1992-1-2), quelque soit la température, la conductivité thermique est prise égale à:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda_c = 1,60 \text{ W/m}^{\circ}\text{K} & \text{pour les bétons de granulats siliceux;} \\ \lambda_c = 1,30 \text{ W/m}^{\circ}\text{K} & \text{pour les bétons de granulats calcaires;} \\ \lambda_c = 0,80 \text{ W/m}^{\circ}\text{K} & \text{pour les bétons de granulats légers.} \end{array} \right. \quad (1-73)$$

#### Selon l'Eurocode 2 (EN1992-1-2) et l'Eurocode 4 (EN1994-1-2)

Pour un béton de densité normale,  $\lambda_c$  peut être déterminée entre les valeurs limites inférieure et supérieure ci-après:

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Limite supérieure : } \lambda_c = 2 - 0,2451 \left( \frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0107 \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \\ \text{Limite inférieure : } \lambda_c = 1,36 - 0,136 \left( \frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0057 \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \end{array} \right. \quad (1-74)$$

**Selon l’Eurocode 4 (ENV1994-1-2)**

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad \lambda_c = 2 - 0,24 \left( \frac{\theta_c}{120} \right) + 0,012 \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (1-75)$$

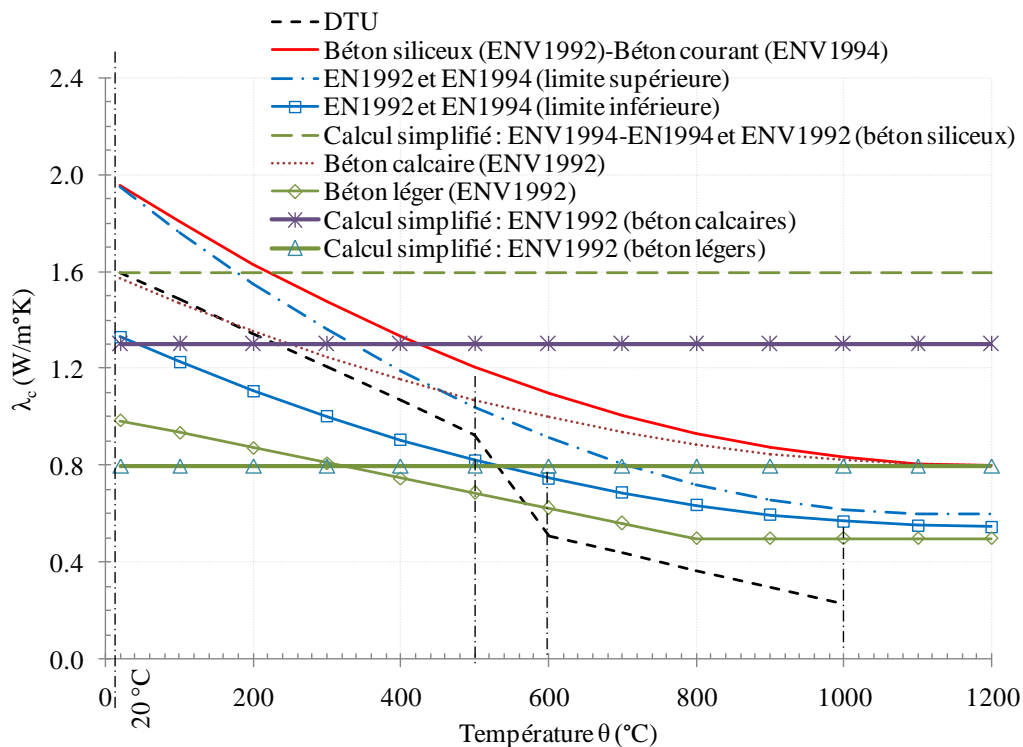
Pour des calculs simplifiés, selon l’Eurocode 4 (ENV1994-1-2 et EN1994-1-2), quelque soit la température, la conductivité thermique est prise égale à :

$$\lambda_c = 1,60 \text{ W/m}^{\circ}\text{K} \quad (1-76)$$

**Selon le DTU**

$$\begin{cases} 0^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 500^{\circ}\text{C} & \lambda_c = 1,628 - 0,14 \left( \frac{\theta_c}{100} \right) \\ 500^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1000^{\circ}\text{C} & \lambda_c = 0,928 - 0,07 \left( \frac{\theta_c}{100} \right) \end{cases} \quad (1-77)$$

La **figure (1-33)** montre l’évolution de la conductivité thermique des bétons ou l’on remarque des différences entre les normes Eurocode 2 et Eurocode 4. Il est important de préciser que le béton, lorsqu’il reprend sa température normale après échauffement, présente une conductivité thermique plus faible qu’avant échauffement.



**Figure (1-33)** - Variations de la conductivité thermique du béton.

### 1.8.3.1.3 Chaleur spécifique du béton

La chaleur spécifique du béton en (J/Kg°K) est donnée par les relations suivantes:

**Selon l’Eurocode 2 (ENV1992-1-2) :**

Pour les bétons de granulats siliceux et calcaires

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad C_c = 900 + 80 \cdot \left( \frac{\theta_c}{120} \right) - 4 \cdot \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (1-78)$$

Pour les bétons de granulats légers

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad C_c = 840 \text{ J/Kg}^{\circ}\text{K} \quad (1-79)$$

Lorsque la teneur en eau n’est pas explicitement prise en compte dans le bilan thermique, la fonction adoptée pour la chaleur spécifique du béton de granulats siliceux ou calcaires peut être complétée par un pic situé entre les températures 100°C et 200°C, tel que:

$$\begin{aligned} C_{c,peak} &= 1875 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 2 \% \text{ du poids de béton;} \\ C_{c,peak} &= 2750 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 4 \% \text{ du poids de béton.} \end{aligned}$$

Dans les modèles de calcul simplifiés, la chaleur spécifique pour les bétons calcaires ou siliceux peut être considérée comme indépendante de la température du béton et prise égale à :

$$\text{Quelque soit } \theta_c \quad C_c = 1000 \text{ J/Kg}^{\circ}\text{K} \quad (1-80)$$

**Selon l’Eurocode 4 (ENV1994-1-2) :**

Bétons de masse volumique courante

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad C_c = 900 + 80 \cdot \left( \frac{\theta_c}{120} \right) - 4 \cdot \left( \frac{\theta_c}{120} \right)^2 \quad (1-81)$$

Lorsque la teneur en eau n’est pas explicitement prise en compte dans le bilan thermique, la fonction adoptée pour la chaleur spécifique du béton peut être complétée par un pic situé entre les températures 100°C et 200°C, tel que:

$$\begin{aligned} C_{c,peak} &= 1875 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 2 \% \text{ du poids de béton;} \\ C_{c,peak} &= 2750 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 4 \% \text{ du poids de béton;} \\ C_{c,peak} &= 5600 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 10 \% \text{ du poids de béton.} \end{aligned}$$

La teneur en eau de 10% du poids de la masse du béton peut se produire pour des sections en profils creux en acier remplis de béton.

Dans les modèles de calcul simplifiés, la chaleur spécifique peut être considérée comme indépendante de la température du béton et prise égale à :

$$\text{Quelque soit } \theta_c \quad C_c = 1000 \text{ J/Kg}^{\circ}\text{K} \quad (1-82)$$

**Selon l’Eurocode 2 (EN1992-1-2) :**

Pour un béton sec, granulats siliceux ou calcaires

$$\left\{ \begin{array}{ll} 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 100^{\circ}\text{C} & C_c = 900 \text{ J/Kg}^{\circ}\text{K} \\ 100^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 200^{\circ}\text{C} & C_c = 900 + (\theta_c - 100) \\ 200^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 400^{\circ}\text{C} & C_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \\ 400^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} & C_c = 1100 \text{ J/Kg}^{\circ}\text{K} \end{array} \right. \quad (1-83)$$

Lorsque la teneur en eau n’est pas explicitement prise en compte dans la méthode de calcul, la fonction adoptée pour la chaleur spécifique du béton de granulats siliceux ou calcaires peut être modélisée par une valeur constante  $C_{c,peak}$  située entre 100°C et 115°C et une décroissance linéaire entre 115°C et 200°C:

$$\begin{aligned} C_{p,peak} &= 900 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 0 \% \text{ du poids de béton;} \\ C_{p,peak} &= 1470 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 1,5 \% \text{ du poids de béton;} \\ C_{p,peak} &= 2020 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 3,0 \% \text{ du poids de béton.} \end{aligned}$$

Pour d’autres teneurs en eau, une interpolation linéaire est acceptable. Les pics de chaleur spécifique sont illustrés à la Figure 3.6a. de l’EN 1992-1-2.

**Selon l’Eurocode 4 (EN1994-1-2):**

Pour un béton de masse volumique courante sec, granulats siliceux ou calcaires (1<sup>ère</sup> approche):

$$\left\{ \begin{array}{ll} 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 100^{\circ}\text{C} & C_c = 900 \text{ J/Kg}^{\circ}\text{K} \\ 100^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 200^{\circ}\text{C} & C_c = 900 + (\theta_c - 100) \\ 200^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 400^{\circ}\text{C} & C_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \\ 400^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C} & C_c = 1100 \text{ J/Kg}^{\circ}\text{K} \end{array} \right. \quad (1-84)$$

La variation de  $C_c$  en fonction de la température peut être approchée par la formule (2<sup>ème</sup> approche):

$$C_c = 890 + 56,2 \left( \frac{\theta_c}{100} \right) - 3,4 \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (1-85)$$

Lorsque la teneur en eau n’est pas explicitement prise en compte dans le bilan thermique, la fonction adoptée pour la chaleur spécifique du béton peut être complétée par un pic situé entre les températures 100°C et 200°C tel que, à 115°C :

$$\begin{aligned} C_{c,peak} &= 2020 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 3 \% \text{ du poids de béton;} \\ C_{c,peak} &= 5600 \text{ J/kg}^{\circ}\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 10 \% \text{ du poids de béton.} \end{aligned}$$

La teneur en eau de 10% du poids de la masse du béton peut se produire pour des sections en profils creux en acier remplis de béton.

Dans les modèles de calcul simplifiés, la chaleur spécifique peut être considérée comme indépendante de la  $T^\circ$  et prise égale à:

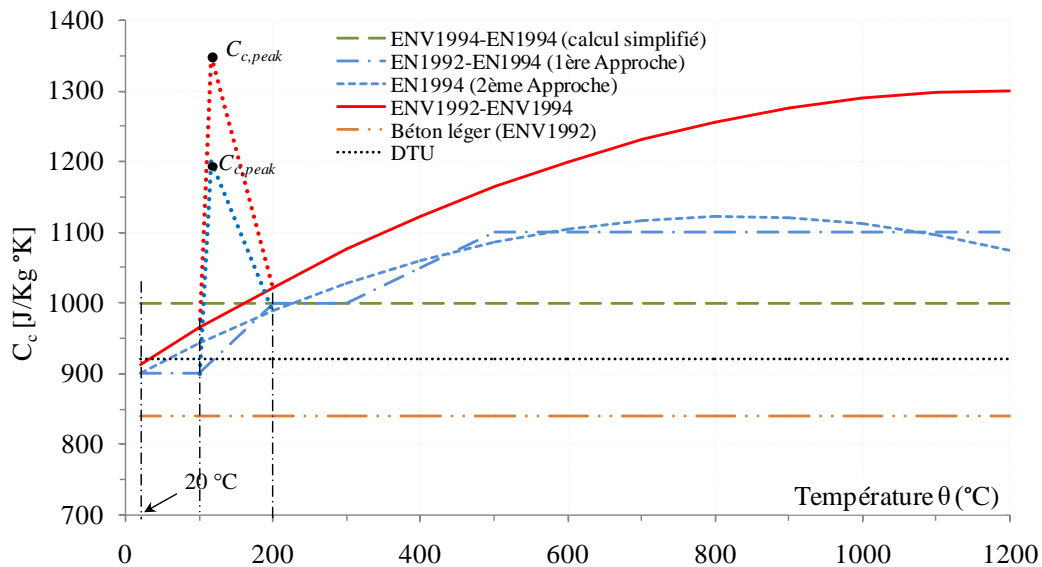
$$C_c = 1000 \text{ J/Kg}^\circ\text{K} \quad (1-86)$$

**Selon le DTU:**

La chaleur spécifique du béton (J/Kg $^\circ$ K) peut-être déterminée par les relations suivantes :

Quelque soit  $\theta$  
$$C_c = 921,1 \text{ J/Kg}^\circ\text{K} \quad (1-87)$$

Pour apprécier les différences entre les différentes chaleurs spécifiques selon les normes Eurocode 2, Eurocode 4 et le DTU, nous avons regroupé tous les modèles sur la même **figure (1-34)**.



**Figure (1-34)** - Chaleurs spécifiques du béton selon l’Eurocode 2, l’Eurocode 4 et le DTU.

Les modèles de la chaleur spécifique proposés par les Eurocodes 2 et 4 sont valables pour des bétons secs par séchage au four à plus de 100 $^\circ$ C et pendant plusieurs heures. Pour tenir compte de l’humidité contenu dans les bétons, les modèles de la chaleur spécifique sont ajustés par des pics  $C_{c,peak}$  situés entre 100 et 200 $^\circ$ C en fonction de pourcentage d’humidité.

#### 1.8.3.1.4 Masse volumique du béton

**Selon l’Eurocode 4(EN1994-1-2) :**

Dans le cas d’un chargement statique, la masse volumique du béton  $\rho_c$  peut être considérée comme indépendante de la température et pour un calcul du comportement thermique, l’évolution de la masse volumique à température élevée peut être prise en compte selon la section 3.3.2 (3) de

l’Eurocode 2 (EN1992-1-2). Toujours selon l’Eurocode 4, on peut adopter les valeurs de masse volumique suivantes :

- pour les bétons de masse volumique courante non armé : 2300 Kg/m<sup>3</sup> ;
- pour les bétons légers : 1600 à 2000 Kg/m<sup>3</sup>.

Si l’on veut tenir compte de l’effet de l’élévation de la température, la masse volumique du béton peut être calculée par la **relation (1-88)** :

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23,47 \cdot \left( \frac{\theta_c}{100} \right) \quad (1-88)$$

**Selon l’Eurocode 2(EN1992-1-2) :**

La masse volumique à température élevée se trouve influencée par la perte en eau et l’Eurocode 2(EN1992-1-2) propose de prendre les valeurs suivantes **relation (1-89)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 115^\circ\text{C} : \rho_{c(\theta)} = \rho_{c(20^\circ\text{C})} \\ 115^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} : \rho_{c(\theta)} = \rho_{c(20^\circ\text{C})} \cdot \left[ 1 - 0,02 \cdot \frac{(\theta_c - 115)}{85} \right] \\ 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} : \rho_{c(\theta)} = \rho_{c(20^\circ\text{C})} \cdot \left[ 0,98 - 0,03 \cdot \frac{(\theta_c - 200)}{200} \right] \\ 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} : \rho_{c(\theta)} = \rho_{c(20^\circ\text{C})} \cdot \left[ 0,95 - 0,07 \cdot \frac{(\theta_c - 400)}{800} \right] \end{array} \right. \quad (1-89)$$

La **figure (1-35)** montre l’évolution de la masse volumique  $\rho_{c(\theta)}$  du béton à températures élevées selon les Eurocodes 2 et 4. Sur cette figure, on remarque que les modèles des deux Eurocodes sont sensiblement les mêmes avec une légère différence ou l’Eurocode 2 propose une masse volumique constante entre 20 et 100°C.

### 1.8.3.2 Caractéristiques mécaniques

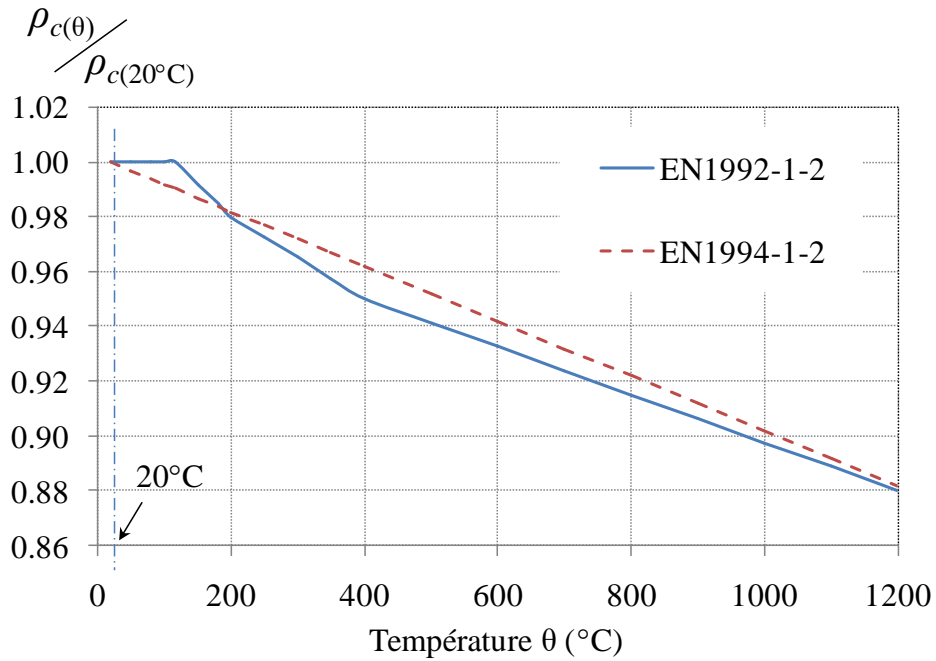
Selon les Eurocodes 2 et 4, la résistance et les propriétés de déformation du béton aux températures élevées peuvent être déterminées à partir de la relation contrainte-déformation représentée dans la **figure (1-36)**. Pour la zone des déformations comprises dans le domaine  $0 \leq \varepsilon_{c,\theta} \leq \varepsilon_{cu,\theta}$ , le modèle mathématique de la branche ascendante OA est donné par la relation :

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[ 3 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right) / \left\{ 2 + \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\} \right] \quad (1-90)$$

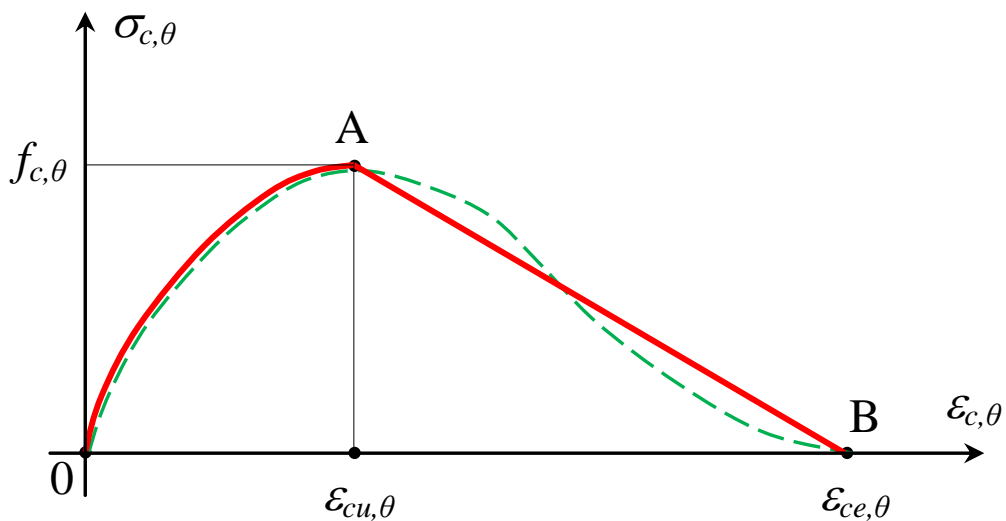
et pour le domaine des déformations ( $\varepsilon_{cu,\theta} \leq \varepsilon_{c,\theta} \leq \varepsilon_{ce,\theta}$ ), il est admis de remplacer la courbe descendante AB (en pointillé) par la droite AB linéaire tel que :

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta} - \varepsilon_{cu,\theta}}{\varepsilon_{ce,\theta} - \varepsilon_{cu,\theta}} \right) \right] \quad (1-91)$$

où  $\varepsilon_{cu,\theta}$  représente la déformation correspondant à la contrainte maximale de compression  $f_{c,\theta}$  dans le béton à la température  $\theta$  et  $\varepsilon_{ce,\theta}$  la déformation où la contrainte  $f_{c,\theta}$  s'annule. Le **tableau (1-10)** regroupe les valeurs de  $\varepsilon_{cu,\theta}$  et  $\varepsilon_{ce,\theta}$ .



**Figure (1-35)** - Evolution de la masse volumique du béton à températures élevées selon les Eurocodes 2 et 4 (EN1992-1-2 et EN1994-1-2)



**Figure (1-36)** - Relations Contrainte-déformation du béton en compression aux températures élevées.

Paramètres $\varepsilon_{cu,\theta}$ et $\varepsilon_{ce,\theta}$				
de la branche descendante de la courbe contrainte-déformation du béton				
Température du béton $\theta_c$ (°C)	(ENV1992-1-2) et (ENV1994-1-2)		(EN1992-1-2) et (EN1994-1-2)	
	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^{-3}$
20.00	2.50	20.00	2.50	20.00
100.00	3.50	22.50	4.00	22.50
200.00	4.50	25.00	5.50	25.00
300.00	6.00	27.50	7.00	27.50
400.00	7.50	30.00	10.00	30.00
500.00	9.50	32.50	15.00	32.50
600.00	12.50	35.00	25.00	35.00
700.00	14.00	37.50	25.00	37.50
800.00	14.50	40.00	25.00	40.00
900.00	15.00	42.50	25.00	42.50
1000.00	15.00	45.00	25.00	45.00
1100.00	15.00	47.50	25.00	47.50
1200.00	-	-	-	-

**Tableau (1-10)** - Paramètres  $\varepsilon_{cu,\theta}$  et  $\varepsilon_{ce,\theta}$  du béton.

De plus, l'annexe G de l'Eurocode 4 (ENV1994-1-2) propose d'approcher la relation contrainte-déformation du béton par la relation suivante :

$$\frac{\sigma_{c,\theta}}{f_{c,\theta}} = \frac{E_{c,\theta} \cdot \varepsilon_{c,\theta}}{f_{c,\theta}} \left[ 1 - \left( \frac{E_{c,\theta} \cdot \varepsilon_{c,\theta}}{4 \cdot f_{c,\theta}} \right) \right] \quad (1-92)$$

et  $\frac{E_{c,\theta,\sigma}}{E_{c,\theta}} = 1 - \left( \frac{E_{c,\theta} \cdot \varepsilon_{c,\theta}}{2 \cdot f_{c,\theta}} \right)$

Avec :  $f_{c,\theta}$  et  $E_{c,\theta}$  donnés par le tableau suivant :

Température $\theta_c$ [°C]	0	50	200	250	400	600	1000
$f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ C}$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.76	0.45	0
$E_{c,\theta} / E_{c,20^\circ C}$	1.00	1.00	0.50	0.41	0.15	0.05	0.05

En fonction de l'élévation de la température, parmi les caractéristiques mécaniques du béton les Eurocodes 2 et 4 proposent des relations concernant les paramètres suivant : la résistance à la compression  $f_{c,\theta}$ , le module d'élasticité initial  $E_{c,\theta}$  et la résistance à la traction  $f_{t,\theta}$ .



Vu que le béton est un matériau mécaniquement complexe les paramètres  $f_{c,\theta}$ ,  $E_{c,\theta}$  et  $f_{t,\theta}$  sont insuffisant pour étudier le comportement du béton à températures élevées. Concernant la résistance à la traction du béton, vu qu'elle est faible devant celle de la compression, l'Eurocode 4 suppose qu'elle est nulle, ce qui place les calculs du coté de la sécurité.

Selon l'Eurocode 4 (ENV1994-1-2-Annexe G) et le DTU, les paramètres de réduction  $K_{Ec,\theta}$ ,  $K_{fc,\theta}$  et  $K_{ft,\theta}$  en fonction de l'élévation de la température sont donnés par les relations suivantes :

Paramètre du module d'élasticité initial :  $K_{Ec,\theta} = \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 50^\circ\text{C} & \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}} = 1 \\ \text{Pour } 50^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} & \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}} = 1,1667 - 3,3333 \cdot 10^{-3} \theta \\ \text{Pour } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} & \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}} = 0,85 - 1,75 \cdot 10^{-3} \theta \\ \text{Pour } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C} & \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}} = 0,35 - 5 \cdot 10^{-4} \theta \\ \text{Pour } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1000^\circ\text{C} & \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}} = 0,05 \end{array} \right. \quad (1-93)$$

Paramètre de la résistance à la compression :  $K_{fc,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_{c,20^\circ C}}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 250^\circ\text{C} & \frac{f_{c,\theta}}{f_{c,20^\circ C}} = 1 \\ \text{Pour } 250^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C} & \frac{f_{c,\theta}}{f_{c,20^\circ C}} = 1,3929 - 1,5714 \cdot 10^{-3} \theta \\ \text{Pour } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1000^\circ\text{C} & \frac{f_{c,\theta}}{f_{c,20^\circ C}} = 1,125 - 1,125 \cdot 10^{-3} \theta \end{array} \right. \quad (1-94)$$

Paramètre de la résistance à la traction :  $K_{ft,\theta} = \frac{f_{t,\theta}}{f_{t,20^\circ C}}$

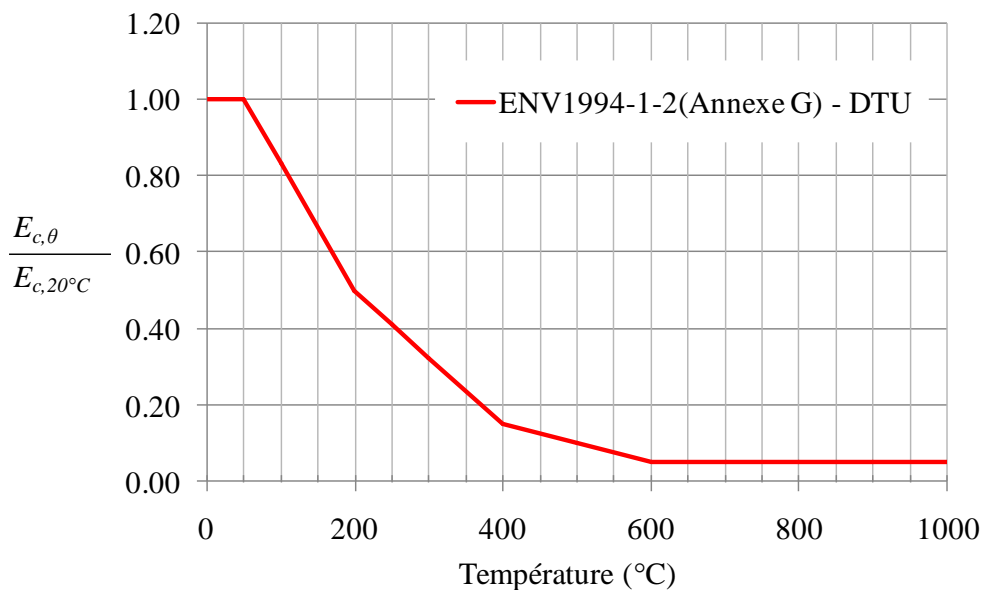
$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 50^\circ\text{C} & \frac{f_{t,\theta}}{f_{t,20^\circ C}} = 1 \\ \text{Pour } 50^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C} & \frac{f_{t,\theta}}{f_{t,20^\circ C}} = 1,0909 - 1,8182 \cdot 10^{-3} \theta \end{array} \right. \quad (1-95)$$

Il est à noter que les deux versions de l’Eurocode 4 (ENV1994-1-2 et EN1994-1-2) proposent un paramètre  $K_{f_c,\theta}$  différents de ceux proposés par le DTU et l’annexe G de l’ENV1994-1-2 comme le montre le **tableau (1-11)**.

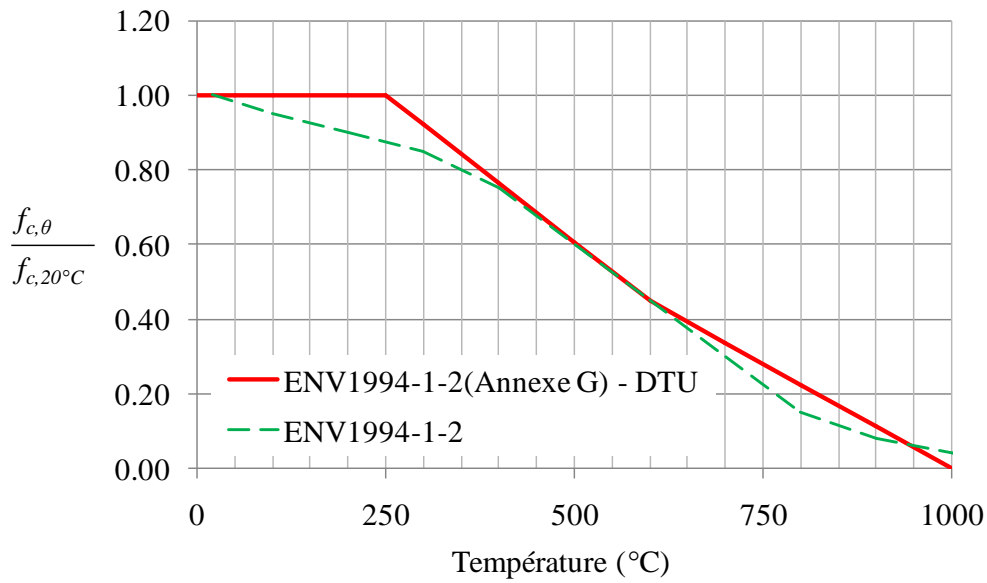
Température du béton  $\theta$ [°C]	$K_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_{c,20^\circ C}}$	
	Béton de masse volumique courante	
	ENV1994-1-2	EN1994-1-2
20	1	1
100	0,95	1
200	0,90	0,95
300	0,85	0,85
400	0,75	0,75
500	0,60	0,60
600	0,45	0,45
700	0,30	0,30
800	0,15	0,15
900	0,08	0,08
1000	0,04	0,04
1100	0,01	0,01

**Tableau (1-11)** - Facteur de réduction pour le béton aux températures élevées

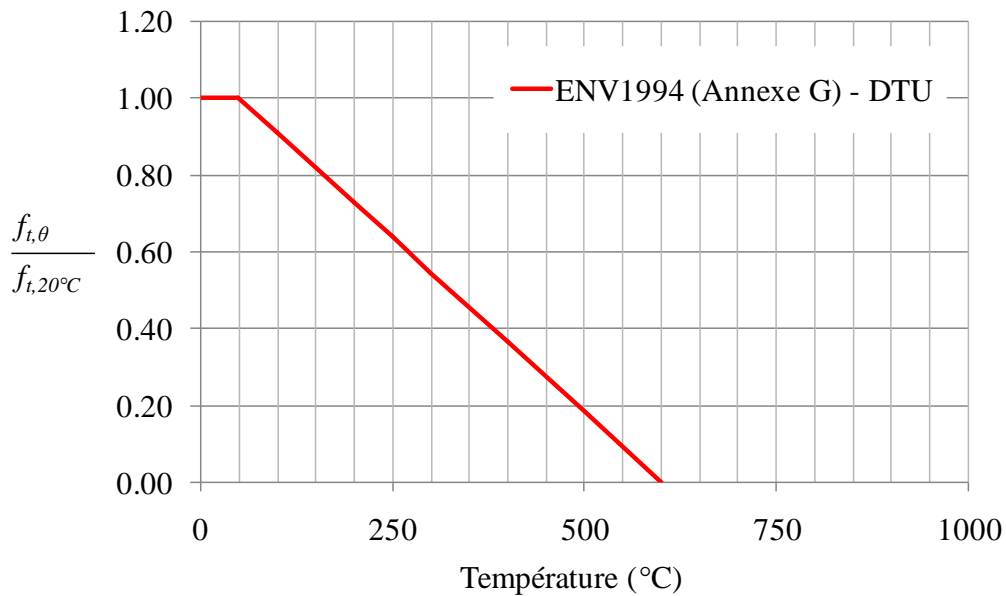
Les **figures (1-37), (1-38) et (1-39)** montrent les variations des paramètres du béton  $K_{E,\theta}$ ,  $K_{f_c,\theta}$  et  $K_{f_t,\theta}$  en fonction de la température, respectivement du module d’élasticité, de la contrainte de compression simple et de la contrainte de traction simple.



**Figure (1-37)** - Variations du paramètre  $K_{E,\theta}$  du béton en fonction de la température.



**Figure (1-38)** - Variations du paramètre  $K_{fc,\theta}$  du béton en fonction de la température.

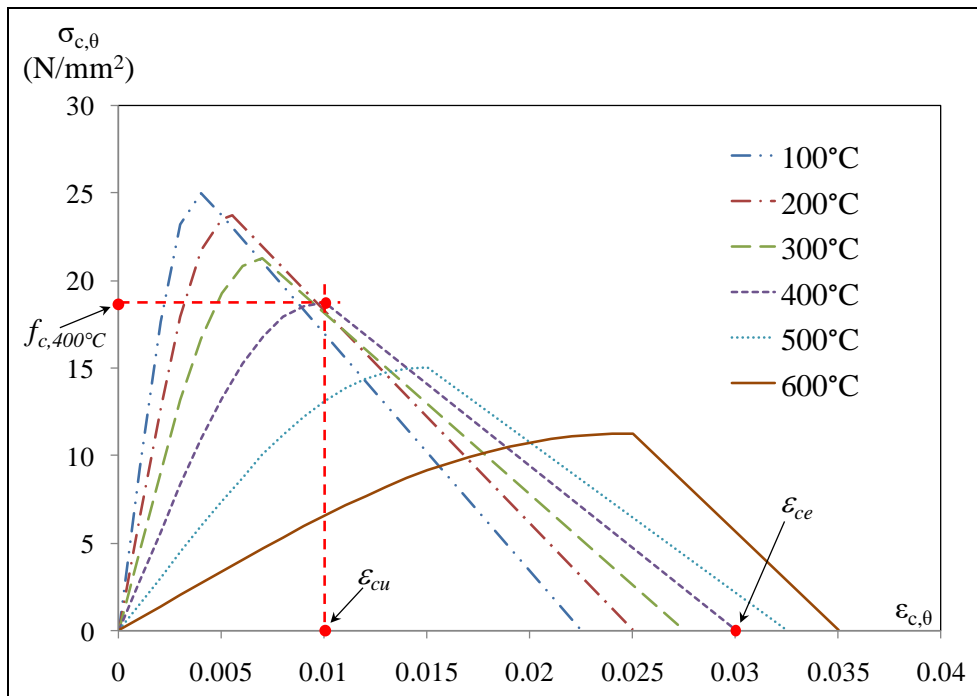


**Figure (1-39)** - Variations du paramètre  $K_{ft,\theta}$  en fonction de la température.

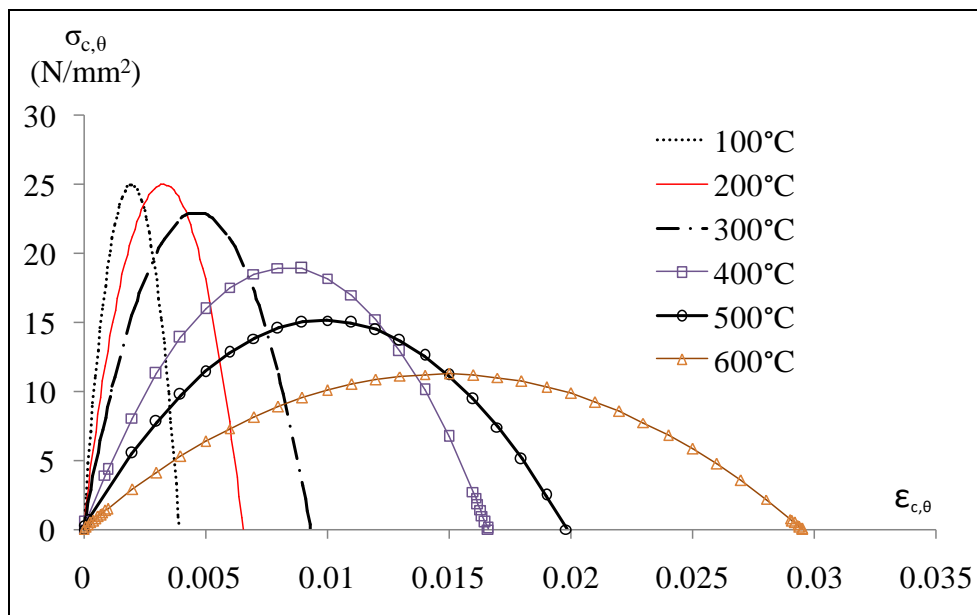
Concernant les lois de comportement contrainte-déformation du béton, les **figures (1-40) et (1-41)** montrent les évolutions des contraintes et des déformations à températures élevées pour un béton de type C25/30 respectivement selon l'Eurocode 4 (EN1994-1-2) et l'Eurocode 4 (ENV1994-1-2-Annexe G).

Les différentes recherches faites sur le comportement du béton aussi bien à la température ambiante (20°C) qu'aux températures élevées ont montré qu'il est un matériau complexe comme le montre la **figure (1-42)**. En effet toutes les relations contrainte-déformations obtenues par [12] quelque soit la

température, présentent une courbe descendante avec un comportement non-linéaire et ceci après avoir atteint sa résistance maximale.



**Figure (1-40)** - Loi de comportement du béton type C25/30 ( $f_{c,20^{\circ}\text{C}} = 25 \text{ MPa}$ ) selon l'Eurocode (EN1994-1-2) à température élevée.

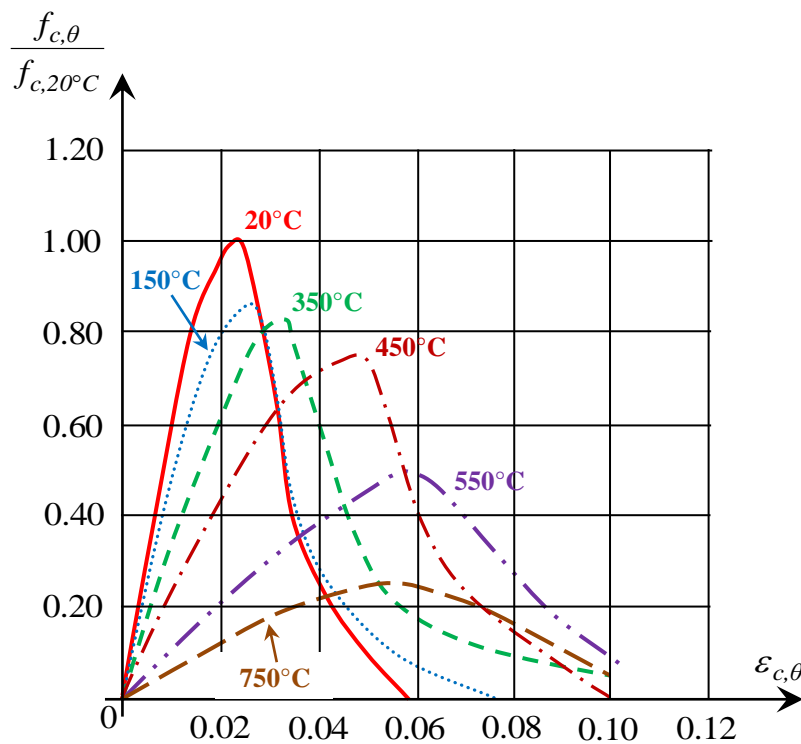


**Figure (1-41)** - Loi de comportement du béton type C25/30 ( $f_{c,20^{\circ}\text{C}} = 25 \text{ MPa}$ ) selon l'Eurocode (ENV1994-1-2-Annexe G) à température élevée.

Comme on vient de le voir précédemment l'annexe de l'Eurocodes 4 (EN1994-1-2) remplace la courbe descendante non-linéaire par un branche linéaire (voir **figure 1-40**). En revanche, l'annexe G de l'Eurocode 4 adopte directement une seule courbe valable dans les deux phases ascendante et descendante (voir **Figure 1-41**).

Par exemple la norme DTU béton armé [13], relative au comportement au feu, adopte comme modèle mathématique une loi contrainte-déformation connue sous le nom de « parabole-rectangle » avec une courbe parabolique pour des déformations jusqu'à 2‰ suivi d'un palier de résistance jusqu'à la déformation de 3.5‰ (**figure 1-42**). C'est d'ailleurs le même modèle adopté par certains anciens règlements tels que les règles française BAEL et les règles Britanniques BSI.

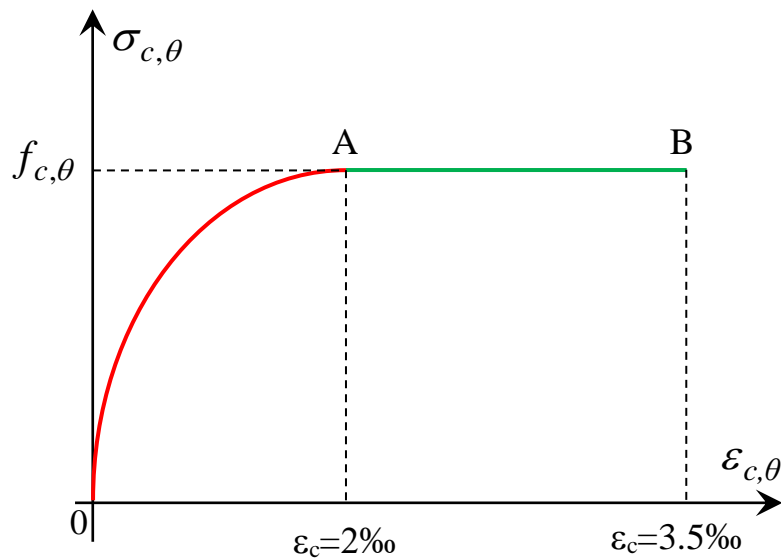
Si on analyse les paramètres  $\varepsilon_{cu,\theta}$  et  $\varepsilon_{ce,\theta}$  du béton, à température élevées, selon l'Eurocode 4 (EN1994-1-2), on remarque qu'ils augmentent avec l'augmentation de la température et ceci est en concordance avec les résultats obtenus par [12]. Ce n'est pas le cas pour le modèle proposé par la norme DTU ou ces paramètres gardent les mêmes valeurs ( $\varepsilon_{cu,\theta} = 2‰$  et  $\varepsilon_{ce,\theta} = 3.5‰$ ) quelque soit la température atteinte.



**Figure (1-42)** - Courbes expérimentales contrainte-déformation du béton à température élevée obtenues par SCHEINDER.

### 1.8.3.2.1 Fluage du béton

La variété des résultats de recherches entrepris à l'étude du fluage du béton à température élevée sont peu favorables pour améliorer les méthodes de simulation numériques de la résistance au feu avec une prise en compte explicite de ce phénomène. Dans cet axe, les Eurocodes 2 et 4 proposent de ne pas en tenir compte explicitement et on se contente d'appliquer les relations contraintes-déformations du béton qui prennent en compte implicitement l'effet du fluage à température élevée.



**Figure (1-43)** - Modèle simplifié (parabole-rectangle) contrainte-déformation du béton en compression proposée par le DTU, pour des températures élevées (modèle).

A titre d'information, concernant les recherches réalisés sur le fluage du béton, nous noterons ceux d'ANDERBERG et THELANDERSON [14]—qui ont proposé une relation analytique globale qui prend en compte la déformation du fluage du béton mais uniquement en régime permanent. Les auteurs [14] ont constaté de grandes différences entre le modèle proposé et les résultats de mesure des déformations en régime transitoire. A partir de cela, le modèle a été amélioré par l'introduction d'un autre paramètre prenant en compte ces différences. D'autres travaux ont été réalisés dans ce domaine comme ceux de SCHNEIDER [15-16] qui proposa un modèle qui prend en compte le type d'agrégat et le % d'humidité.

### 1.9 INTERACTION BETON-ACIER DANS LES POTEAUX MIXTES EN PROFIL CREUX EN ACIER REMPLI DE BETON

On entend par interaction acier-béton dans les profils creux en acier remplis de béton le phénomène de glissement entre le noyau béton et le tube en acier. En effet, lors d'un chargement d'une section mixte acier béton, il se développe des contraintes qui peuvent engendrées des glissements entre les deux matériaux. Du point de vue recherches bibliographique, peu de travaux ont été consacré à l'aspect du glissement entre les matériaux acier et béton.

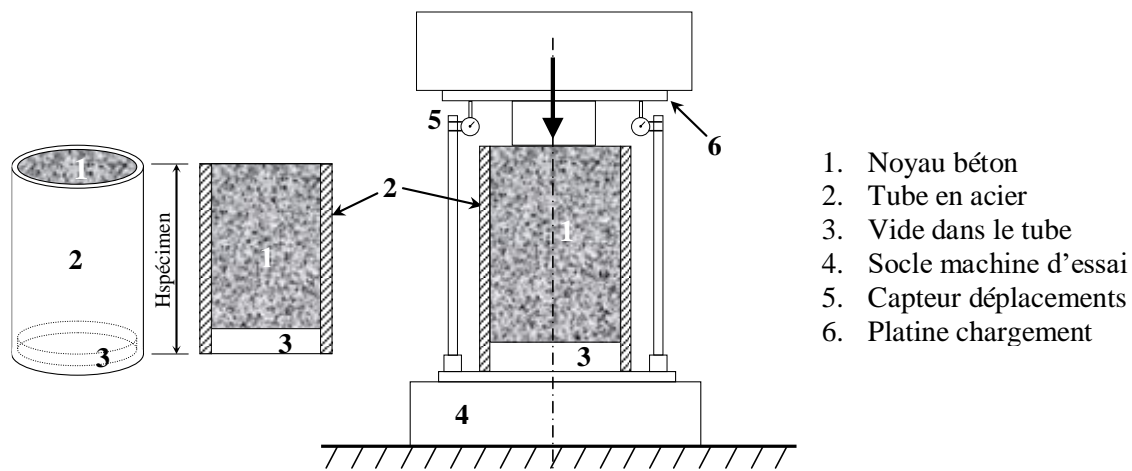
Par exemple, Morishita, Tomii et Yoshimura [17, 18] en entrepris des travaux expérimentaux pour étudier la résistance par adhérence des poteaux en profils creux en acier remplis de béton de sections circulaires, carrées et octogonales, sollicités par un chargement axial. Les valeurs des contraintes d'adhérence obtenues étaient plus faibles que celles qu'on obtient généralement dans les sections en béton armé entre les barres d'armatures et le béton.

Ces études leurs ont permis de proposer des relations pour le calcul des contraintes d'adhérences, le glissement relatif moyen et la longueur d'adhérence nécessaire pour la transmission des charges

appliquées. On notera que ces travaux ont été réalisés à froid et sur des spécimens d'une hauteur de 75cm ou la charge axiale progressive est appliqué en tête de poteau uniquement sur le tube d'acier et qu'en pied de poteau les deux matériaux reposent ensemble sur une platine en acier.

Concernant les recherches réalisées sur cet aspect, à température élevée, nous citerons celles de Hunaiti [19, 20] qui a étudié la résistance par adhérence entre le tube et le noyau béton pour des températures jusqu'à 600°C avec la prise en compte de certains paramètres tels que la taille des spécimens testés, l'âge et le séchage du béton. Les résultats trouvés ont montrés une perte de résistance par adhérence de l'ordre de 80% pour une résistance mesurée à 100°C. En revanche pour un comportement à froid à une température ambiante les déformations de fluage son influencée par l'âge du béton et donc son retrait.

Un autre type de dispositif a été adopté pour l'étude du glissement entre les matériaux acier et béton dans les profils creux en acier remplis de béton. La **figure (1-44)** adopté par **Virdi et Dowling [21]** montre schématiquement le principe de fonctionnement de ce dispositif. La charge est donc appliquée en tête du spécimen directement sur le noyau béton en laissant un vide à la partie inférieure qui permettra au noyau béton de se déplacer et par suite on peut mesurer les déplacements relatifs du noyau béton au niveau de la partie supérieur par l'intermédiaire de capteurs de mesure de déplacements.



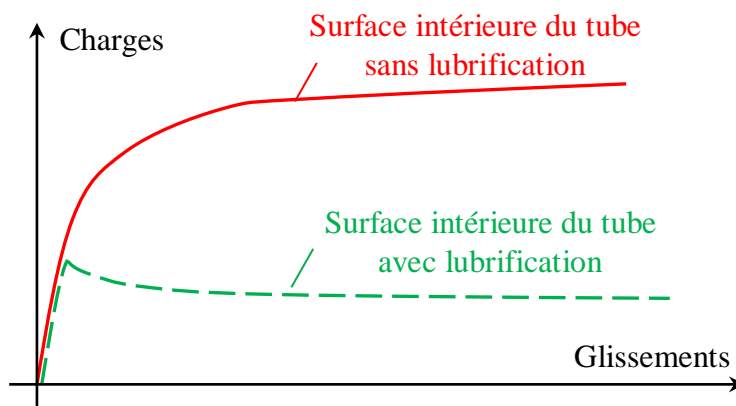
**Figure (1-44)** - Dispositif d'essai de glissement de type PUSH-OUT dans les poteaux mixtes en profil creux en acier rempli de béton.

Afin d'étudier l'effet de la rugosité entre le tube et le noyau béton, certains spécimens ont été lubrifiés. Les résultats ont montrés que la résistance par adhérence est beaucoup plus affectée par les conditions de rugosité interne du tube que par d'autres paramètres tels que les dimensions du tube ou le type de béton. La **figure (1-45)** montre la différence l'effet de la lubrification interne du tube sur la relation charge-glissement d'un poteau en profil creux en acier rempli de béton.

Concernant les modèles de calculs analytiques et numériques ainsi que les normes et règlement utilisés pour le calcul et la justification de la résistance à froid des poteaux en profils creux en acier remplis de béton, ils supposent une parfaite interaction entre les deux matériaux et mêmes entre les trois matériaux dans le cas ou le béton est armé.

Cette hypothèse n'est pas toujours vérifiée en cas de température élevée en situation d'incendie. En effet, lors de l'élévation de la température, l'expérience montre qu'un glissement est possible entre les deux matériaux et donne naissance à des déformations transversales au niveau de la section du poteau [22] et [23] et des vides peuvent se créer par le décollement de l'enveloppe acier par rapport au noyau béton. Cet aspect n'a jamais été traité dans les modèles d'analyses numériques tant mécaniquement que thermiquement car dans les hypothèses de calcul, la liaison entre les deux matériaux est supposée parfaite.

Pour ce qui est des méthodes de calculs simplifiées proposées par les Eurocodes 2 et 4, leur domaine d'application est limité du point de vue dimensions sections, pourcentage des armatures, longueur de flambement, type de chargement etc. Ceci pose d'énormes problèmes pour les concepteurs qui utilisent ce type de sections et qui ont besoins de mettre à leurs dispositions des outils simples à appliquer et qui englobent au moins les sections les plus utilisées en pratique.



**Figure (1-45)** - Courbes charge-glissement observées dans les poteaux mixtes en profil creux en acier rempli de béton [1].



## Chapitre 2

# RESISTANCE A FROID DES COLONNES EN PROFILS CREUX EN ACIER REMPLIS DE BETON

### 2.1 GENERALITES

Pour le calcul de la résistance des profils creux en acier remplis de béton armé ou non armé, il existe des méthodes empiriques et des méthodes théoriques. Pour un calcul de la résistance à froid, ou à température ambiante, le document adopté dans ce mémoire est l'Eurocode 4 partie 1.1. En ce qui concerne l'évolution de l'Eurocode 4, le CEN (Comité Européen de Normalisation) avait adopté, en juillet 1992, un premier document, sous l'appellation XP ENV 1994-1-1 [24], en tant que norme expérimentale. En décembre 2004, une version finale a été adoptée, appelée EN 1994-1-1 [25] et qui a remplacé la version expérimentale. Pour l'évaluation de la résistance à l'état limite ultime, à la température ambiante, l'Eurocode 4 propose deux approches.

La première, une méthode générale qui permet de prendre en compte explicitement les imperfections et les effets du second ordre des colonnes. L'avantage de cette méthode c'est qu'elle ne possède pas de limitation restrictive telle que : le type de section (symétriques ou non symétriques, variables ou non le long de la hauteur), la longueur des éléments de la structure, les conditions d'appuis, le type de chargement et autres. Aussi, si toutes les non-linéarités, aussi bien géométriques que physiques devaient être prises en compte, il faudrait absolument avoir recours à l'outil informatique et utiliser des méthodes d'analyse numérique pour satisfaire les directives du code.

C'est la raison pour laquelle l'Eurocode 4 propose aussi une autre méthode de dimensionnement, simplifiée, moins complexe et plus pratique, appelée «méthode simplifiée». Elle est basée sur le principe des courbes de flambement européennes des profils en acier. Elle a été développée en Allemagne, à Bochum [26]. Pour la vérification de la stabilité, cette méthode tient compte implicitement des imperfections géométriques et structurales, malheureusement, son domaine d'application est limité à certaines restrictions qui seront précisées ultérieurement. Lorsque les conditions d'applicabilité de la méthode simplifiée ne sont pas vérifiées, il y a lieu d'adopter la première méthode.

### 2.2 HISTORIQUE SUR L'ETUDE DU FLAMBEMENT

Le flambement a été étudié pour la première fois en 1778 par Monsieur Euler qui a mis au point une relation analytique pour le calcul de la charge critique d'une colonne sollicitée à une charge de

compression axiale. Cette charge critique, connue sous le nom de charge critique d'Euler ou charge critique élastique, est donnée par la relation suivante :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2} \quad (2-1)$$

$E$  étant le module d'élasticité,  $l$  la longueur de la barre (supposée non maintenue transversalement) et  $I$  est le plus faible moment d'inertie de la section transversale.

Seulement cette formule analytique n'est valable que pour une barre idéale, de section constante, bi-articulée aux deux extrémités élastique et parfaitement homogène. Cette charge de flambement n'est jamais atteinte en pratique. Ceci est dû à plusieurs paramètres, comme par exemple :

- La formule d'Euler ne prend pas en compte les imperfections géométriques qui sont inévitables donnant des déformées initiales qui diminuent la résistance au flambement ;
- Les profils en acier rectilignes et symétriques n'existent pas en pratique ;
- Etc.....

D'autres recherches ont été conduites pour essayer d'améliorer la formulation d'Euler. Comme première alternative, la prise en compte de la limite élastique comme critère de base de ruine comme proposé dans les anciennes règles françaises de la construction métallique CM66. Engesser [27] et Considere [28] essayent de remplacer le module d'élasticité  $E$  dans la formule d'Euler par un autre module  $E$ . Le premier proposa d'utiliser le module tangent  $E_{tang}$  et le deuxième un module  $E_{réel}$  compris entre le module élastique et le module tangent.

Parmi ces deux propositions du module d'élasticité  $E$ , pour des poteaux réels, donc avec des imperfections, la théorie du module tangent est plus réaliste car les charges de ruine sont sensiblement les mêmes [1].

En 1807, Thomas Young [29] a montré que le phénomène du flambement de barres réelles se trouve affecté par certains paramètres comme l'hétérogénéité du matériau, le défaut de centrage des charges appliquées et la flèche initiale de la colonne. Ce qui l'a conduit à introduire l'effet du second ordre dans les poteaux comprimés dû à l'effet de la flèche initiale de l'élément tel que :

$$M_{2^\circ} = k \cdot M_{1^\circ} = k \cdot N \cdot y_0 \quad (2-2)$$

$N$ ,  $M_{1^\circ}$ ,  $M_{2^\circ}$ ,  $y_0$  et  $k$  respectivement effort axial de compression simple, moment de flexion du 1<sup>o</sup> ordre, moment de flexion du 2<sup>o</sup> ordre, flèche initiale de la barre (supposée de forme sinusoïdale d'amplitude  $y_0$ ) et coefficient de correction du moment de 1<sup>o</sup> ordre. Le coefficient de correction  $k$  est donné par les expressions suivantes :

Cas des charges centrées

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Cas des charges excentrées

$$k = \frac{1}{\cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}}$$

Robertson en 1925 [30] confirme les travaux entrepris en 1886 par Ayrton et Perry [31] dans lesquels ils considèrent que la courbure initiale peut être assimilée à une imperfection géométrique initiale.

A propos des imperfections géométriques des éléments structuraux en acier, la CECM (Commission Européenne de la Construction Métallique) propose de prendre une valeur de 1‰ de la longueur à la mi-portée. Cette valeur a été adoptée à partir d'un échantillon de plus de 500 éléments testés.

Pour terminer cet historique sur le flambement, nous citerons la CECM qui a proposé vers les années 1970 de traiter l'effet du flambement par l'introduction des courbes de flambement *a*, *b* et *c* en fonction du type du profilés (H, I, U, rond etc...) et du type d'acier (S235, S355 etc...) [32, 33]. Pour prendre en compte une grande variété de section, la CECM ajoute deux autres courbes *a<sub>0</sub>* et *d*. Les courbes de flambement, au nombre de cinq, sont à ce jour adoptées dans l'Eurocode 3 et 4.

## 2.3 RESISTANCE SOUS CHARGES CENTREES

La résistance des poteaux en profils creux en acier, remplis de béton, sous un chargement axial sera conformément aux prescriptions de la méthode simplifiée de l'Eurocode 4.

### 2.3.1 Domaine d'application de la méthode de l'Eurocode 4

L'application de la présente méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- la section transversale est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau ;
- le rapport de contribution  $\delta$  de l'acier doit être  $0,2 \leq \delta = \frac{A_a \cdot (f_y / \gamma_a)}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9$  ;
- l'élanement réduit du poteau  $\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{cr}}$  doit être  $\leq 2,0$  ;
- Dans le cas des tubes remplis de béton armé, la section transversale des armatures  $A_s$  doit satisfaire la condition  $0,3\% \leq A_s \leq 4\%$ .

En ce qui concerne le voilement local du tube d'acier, malgré la présence avantageuse du noyau béton, pour des élancements importants des colonnes, la ruine peut se produire prématurément et l'Eurocode 4 ne prend pas en considération le voilement local des parois du tube d'acier. L'expérience montre que le voilement du tube d'acier est négligeable si certaines conditions sur les dimensions du profil creux en acier sont satisfaites. L'Eurocode 4 (EN 1994-1-1) admet que le voilement local du tube d'acier est négligeable si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Pour les profils carrés :  $\frac{b}{t} \leq 50 \cdot \varepsilon$
- Pour les profils creux circulaires :  $\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2$

où *b* et *d* sont les dimensions transversales du tube d'acier, *t* et l'épaisseur du tube d'acier, *f<sub>y</sub>* la limite d'élasticité de l'acier du tube et  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$ .

### 2.3.1.1 Vérification de la résistance à la compression simple

Selon l'Eurocode 4, la condition de résistance des profils creux en acier remplis de béton armé ou non armé par la méthode simplifiée est donnée par la relation suivante :

$$N_{sd} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (2-3)$$

où  $N_{sd}$  est l'effort de compression axiale appliqué à la colonne,  $N_{pl,Rd}$  la résistance plastique de la section transversale et  $\chi$  le coefficient qui tient compte de l'effet du flambement de la colonne.

Pour les sections mixtes, en profils creux en acier remplis de béton, la résistance plastique  $N_{pl,Rd}$  est donnée par la relation suivante :

$$N_{pl,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2-4)$$

$A_a$ ,  $A_c$  et  $A_s$  sont respectivement les aires des sections transversales de l'acier du tube, du noyau béton et des armatures.  $f_y$ ,  $f_{ck}$  et  $f_{sk}$  sont respectivement la limite d'élasticité de l'acier du tube, la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité de l'acier d'armature.  $\gamma_a$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  sont les coefficients partiels de sécurité pour l'acier de construction, le béton et l'acier d'armatures. Conformément à l'Eurocode 4, aux états limites ultimes (ELU), ces coefficients sont égaux respectivement à : 1.1, 1.5 et 1.15.

Pour les sections transversales circulaires, l'effet du confinement augmente en principe la résistance du noyau béton. D'après l'eurocode 4, ceci est vrai à condition que l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$  ne dépasse pas 0.5 et que le plus grand moment fléchissant admis calculé par la théorie du premier ordre,  $M_{sd,max}$  ne dépasse pas  $N_{sd} \cdot d/10$  où  $d$  est le diamètre extérieur du tube d'acier.

La résistance plastique à la compression peut être calculée par la relation suivante :

$$N_{pl,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} \eta_2 + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left[ 1 + \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \eta_1 \right] + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2-5)$$

$t$  étant l'épaisseur du tube d'acier,  $\eta_a$  et  $\eta_c$  des coefficients, fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$ , définis comme suit :

$$\eta_1 = \eta_{10} \left( 1 - 10 \frac{e}{d} \right) \quad \text{et} \quad \eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) \left( 10 \frac{e}{d} \right)$$

avec  $\eta_{10} = 4.9 - 18.5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \geq 0$  ;  $\eta_{20} = 0.25(3 + 2 \bar{\lambda}) \leq 1$

et  $0 < e = \frac{M_{sd,max}}{N_{sd}} \leq \frac{d}{10}$

Pour une excentricité  $e > d/10$ ,  $\eta_1 = 0$  et  $\eta_2 = 1.0$ .

Le coefficient de réduction au flambement  $\chi$  est donné dans l'Eurocode 3 et a pour valeur l'expression suivante :

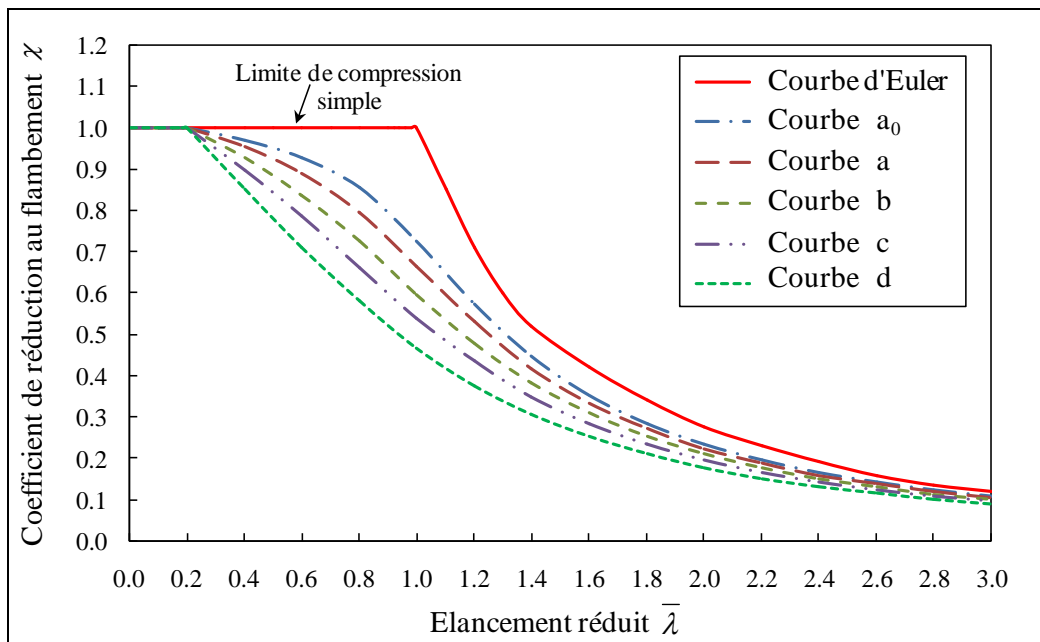
$$\chi = \frac{1}{0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] + \sqrt{(0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2])^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (2-6)$$

dans laquelle  $\alpha$  est un facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par la Convention Européenne de la Construction Métallique CECM en fonction du type de profilé et du plan de flambement considéré et prend les valeurs suivantes (**tableau 2-1**):

Courbe de Flambement	$a_0$	a	b	c	d
Facteur d'imperfection « $\alpha$ »	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

**Tableau (2-1)** - Coefficients d'imperfection  $\alpha$  des courbes de flambement.

Le coefficient  $\chi$  peut aussi être déterminé à partir de la **figure (2-1)** ou du **tableau (2-2)** ci-après :



**Figure (2-1)** - Coefficients de réduction au flambement  $\chi$  en fonction de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  pour les courbes de flambement européennes  $a_0$ , a, b, c et d.

Coefficient de réduction au flambement $\chi$					
$\bar{\lambda}$	Courbes de flambement				
	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
0.20	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.30	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.40	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.50	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.60	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.70	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.80	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.90	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.00	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.10	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.20	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.30	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.40	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.50	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.60	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.70	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.80	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.90	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.00	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.10	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.20	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.30	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.40	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.50	0.1515	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.60	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.70	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.80	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.90	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.00	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

**Tableau (2-2)** - Coefficients de réduction au flambement  $\chi$  .

L'élançement réduit est donné par la relation suivante :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rk}}{N_{cr}}} \quad (2-7)$$

$N_{pl.Rk}$  est la résistance plastique de la section avec des coefficients partiels de sécurité  $\gamma_a$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  pris égaux à l'unité et  $N_{cr}$  est la contrainte critique élastique d'Euler, définies par les relations suivantes :

$$N_{pl.Rk} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \quad (2-8)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{L^2} \quad (2-9)$$

où  $L$  est la longueur de flambement du poteau calculée comme indiqué au niveaux des Eurocodes 3 et 4, et  $(EI)_e$  la rigidité efficace en flexion de la section transversale mixte, égale à la somme des rigidités des différents matériaux et donnée par la relation suivante :

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 \frac{E_{cm}}{\gamma_c} I_c + E_s I_s \quad (2-10)$$

Où  $I_a$ ,  $I_c$  et  $I_s$ , sont respectivement les moments d'inertie du tube d'acier, du béton et des armatures,  $E_a$ , et  $E_s$  les modules d'élasticité de l'acier du tube et des armatures et  $E_{cm}$  le module d'élasticité sécant du béton. Selon l'Eurocode 2, le coefficient partiel de sécurité adopté pour le béton est pris égal à 1.35. D'après l'Eurocode 2, il est admis de calculer le module d'élasticité sécant du béton  $E_{cm}$ , par la relation suivante, en fonction de la contrainte caractéristique du béton  $f_{ck}$  :

$$E_{cm} = 9500.(f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (2-11)$$

La rigidité efficace  $(EI)_e$  en flexion de la section transversale mixte peut donc être approchée par la relation suivante :

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (2-12)$$

où  $E_{cd}$  est le module d'élasticité efficace du béton. Il est à noter que ce module varie en fonction du type de chargement pris en compte, à court terme ou à long terme. Selon l'Eurocode 4,  $E_{cd}$  peut être calculé comme suit :

Pour des charges de moyennes durées :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \quad (2-13)$$

Pour des charges de longues durées et pour les poteaux élancés ayant  $\bar{\lambda} \geq \frac{0.8}{1-\delta}$  :

$$E_c = E_{cd} \left( 1 - 0.5 \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right) \quad (2-14)$$

$N_{Sd}$  est la charge axiale de calcul pour la longueur du poteau, et  $N_{G,Sd}$  la fraction de cette charge qui est permanente.

### 2.3.1.2 Résistance a une interaction de compression et flexion

#### 2.3.1.2.1 Compression et flexion uniaxiale combinées

Dans le cas d'une section en profil creux en acier rempli de béton, la méthode simplifiée exposée dans l'Eurocode 4, permet d'approcher, avec une bonne approximation, la courbe d'interaction ( $N$ - $M$ ) entre l'effort normal résistant  $N_{Rd}$  et le moment résistant  $M_{Rd}$ . La **figure (2-2)** représente le modèle de courbe d'interaction ( $N$ - $M$ ) lors de l'interaction combinée d'un effort de compression et d'une flexion uniaxiale. Il est admis de substituer cette courbe par le diagramme polygonal *AECDB*. L'obtention de cette courbe d'interaction s'est basée sur plusieurs positions de l'axe neutre dans la section transversale mixte tout en déterminant la résistance de la section à partir des états de

contraintes relatif à chaque position de l'axe neutre.

La courbe d'interaction montre qu'au niveau du point *D* le moment résistant  $M_{max.Rd}$  est supérieur au moment  $M_{pl.Rd}$ , ceci s'explique par le fait que lorsque la charge axiale  $N$  augmente, la fissuration par traction du béton est retardée et le poteau composite est plus apte pour absorber l'effet du moment ceci n'est pas vrai pour les poteaux en acier seul.

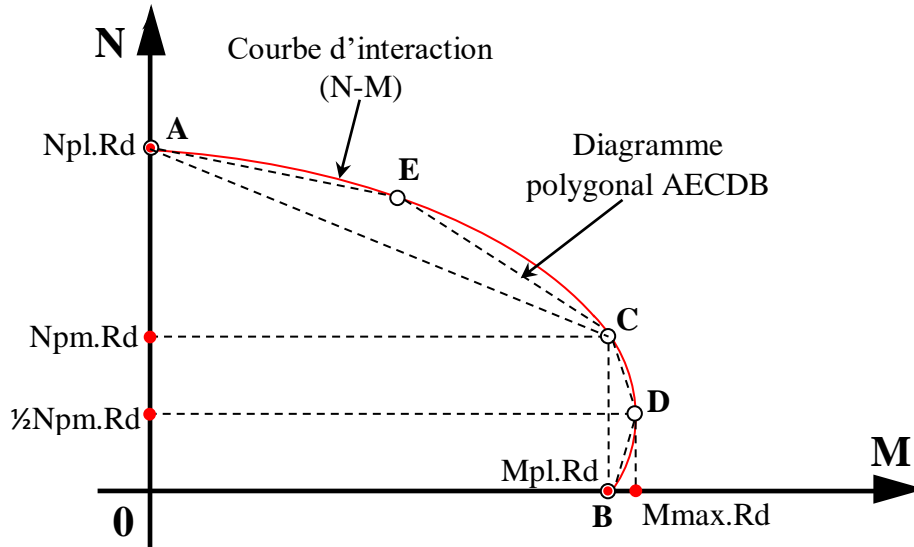


Figure (2-2) - Courbe d'interaction (M-N) en compression et flexion uniaxiale combinées.

Pour ce qui est du point *E*, il peut être négligé de la courbe d'interaction car le moment résistant est faible vis-à-vis d'une interpolation directe entre les points *A* et *B* et l'interaction entre  $N$  et  $M$  peut donc se faire à partir du diagramme polygonal *ACDB*.

A partir de la **figure (2-2)**, les coordonnées  $(N_i, M_i)$  des points *A*, *B*, *C* et *D* de cette courbe sont comme suit :

**Point A : Résistance en compression seule :**

$$N_A = N_{pl.Rd} ; M_A = 0$$

**Point B : Résistance en flexion seule :**

$$N_B = 0 ; M_B = M_{pl.Rd}$$

avec  $M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd}$  et  $M_{n.Rd} = W_{pl.a/AN} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pl.s/AN} \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pl.c/AN} \cdot \frac{f_{cd}}{\gamma_c} \cdot \alpha$

**Point C : Moment résistant pour  $N > 0$  :**

$$N_C = N_{pm.Rd} = A_C \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \alpha ; M_C = M_{pl.Rd}$$

**Point D : Moment résistant maximum**

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} A_C \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \alpha ; M_D = M_{max.Rd} = W_{pl.a} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{pl.s} \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pl.c} \cdot \frac{f_{cd}}{\gamma_c} \cdot \alpha$$



Dans ces relations, le coefficient «  $\alpha$  » est pris égal à 0.85 pour les sections en profils d'acier, enrobés de béton et à 1.0 pour les profils creux en acier remplis de béton.  $W_{pl.a}$ ,  $W_{pl.s}$  et  $W_{pl.c}$  sont les modules de résistance plastique respectivement du tube d'acier, des armatures et du noyau béton par rapport à l'axe étudié passant par le centre de gravité de la section mixte,  $W_{pl.a/AN}$ ,  $W_{pl.s/AN}$  et  $W_{pl.c/AN}$  sont les modules de résistance plastique respectivement du tube d'acier, des armatures et du noyau béton par rapport à l'axe neutre étudié. A partir des notations de la **figure (2-3)**, les différents modules de résistances ci-après sont valables pour les profils creux rectangulaires dont la flexion se fait selon l'axe Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{pl.s} = \sum_{i=1}^{i=n} |A_{si} \cdot e_i| \\ W_{pl.c} = \frac{(b-2t)(h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4-\pi)(0.5h-t-r) - W_{ps} \\ W_{pl.a} = \frac{bh^2}{4} - \frac{2}{3}(r+t)^3 - (r+t)^2(4-\pi)(0.5h-t-r) - W_{ps} - W_{pc} \end{array} \right. \quad (2-15)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{pl.s/AN} = \sum_{i=1}^{i=n} |A_{si} \cdot e_i| \\ W_{pl.c/AN} = (b-2t)h_n^2 - W_{pl.an.s} \\ W_{pl.a/AN} = bh_n^2 - W_{pl.an.c} - W_{pl.an.s} \end{array} \right. \quad (2-16)$$

La position de l'axe neutre  $h_n$  peut être approchée par l'expression suivante :

$$h_n = \frac{N_{pm.Rd} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd})}{2bf_{cd} + 4t \cdot (2f_{yd} - f_{cd})} \quad (2-17)$$

Pour une flexion selon l'axe Z, il y a lieu d'invertir les dimensions  $h$  et  $b$  ainsi que les indices Z et Y. Aussi, on peut utiliser ces mêmes relation pour des profils creux circulaires avec des résultats approchés acceptables en remplaçant  $h$  et  $b$  par  $d$  et  $r$  par  $(d/2-t)$ . Par exemple le module de résistance plastique  $W_{pl.a/AN}$  du tube d'acier, rapport à l'axe neutre, pour un profil creux circulaire est :

$$W_{pl.a/AN} = \frac{d^3}{6} - \frac{(d-2t)^3}{6} \quad (2-18)$$

Le principe de vérification de la méthode simplifiée de l'Eurocode 4 est indiqué schématiquement sur la **figure (3-1)** du chapitre 3. La vérification sous l'interaction (N-M) combinée, se fera donc en deux étapes, la première consiste à vérifier la section sous l'effet de l'effort de compression seul  $N_{sd}$  comme indiqué à la première section de ce paragraphe et la deuxième consiste à s'assurer que le moment fléchissant extérieur  $M_{sd}$ , appliqué à la section du poteau ne doit pas dépasser le moment

résistant  $M_{n,Rd}$  corrigé par l'introduction de l'effet de l'effort axial de compression. Ce qui revient à vérifier la condition suivante :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (2-19)$$

avec

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot \mu \cdot M_{pl,Rd}$$

A partir de la **figure (2-4)** représentant l'interaction adimensionnelle entre la compression et la flexion uniaxiale, on peut calculer le paramètre  $\mu$  par la relation suivante :

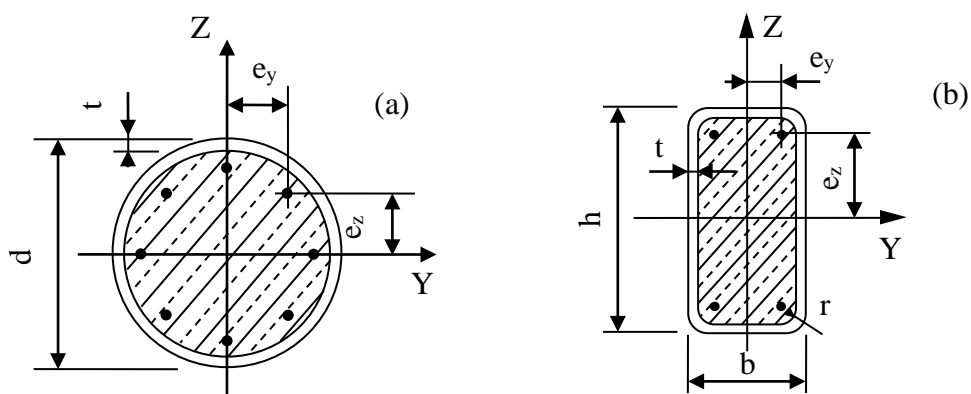
$$\mu = \mu_d - \mu_k \cdot \frac{(\chi_d - \chi_n)}{\chi - \chi_n}$$

avec

$$\chi_n = \chi \cdot \frac{(1-r)}{4}$$

$$\chi_d = N_{Sd} / N_{pl,Rd} ; (\chi_n \leq \chi_d)$$

$\chi$  est le paramètre qui tient compte de la résistance du poteau au flambement seul et calculé à partir de la **relation (2-4)** selon le plan de flambement étudié,  $\chi_d$  le paramètre représentant la sollicitation axiale  $N_{Sd}$  et  $\chi_n$  le paramètre qui tient compte de la distribution des moments au niveau du poteau et calculé en fonction du rapport des moments d'extrémités  $r$  comme indiqué au niveau du **tableau (2-3)**.



**Figure (2-3) - Profils creux en acier remplis de béton armé** avec notations associées. (a): profil circulaire ; (b): profil rectangulaire

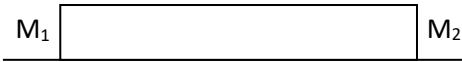
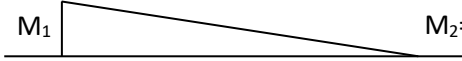
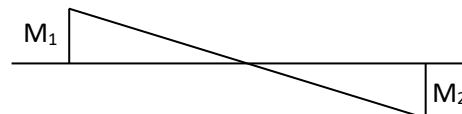
<p>Moments constants ou non-linéaires</p> 	$r = 1$	$\chi_n = 0$
<p>Moments linéaires avec <math>M_2=0</math></p> 	$r = 0$	$\chi_n = 0.25 \chi$
<p>Moments linéaires avec <math>M_2=-M_1</math></p> 	$r = -1$	$\chi_n = 0.5 \chi$

Tableau (2-3) - valeurs du paramètre  $\chi_n$  avec  $r = M_1/M_2$

$\mu_d$  et  $\mu_k$  se calculent, respectivement, en fonction des valeurs de  $\chi_d$  et  $\chi$  à partir de l'équation de la droite AC, de la courbe d'interaction adimensionnelle  $N$ - $M$  représentée sur la figure (2-4).

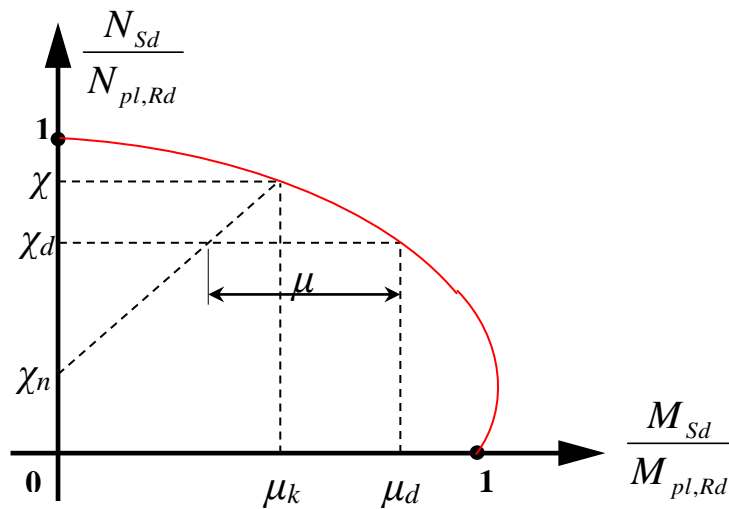
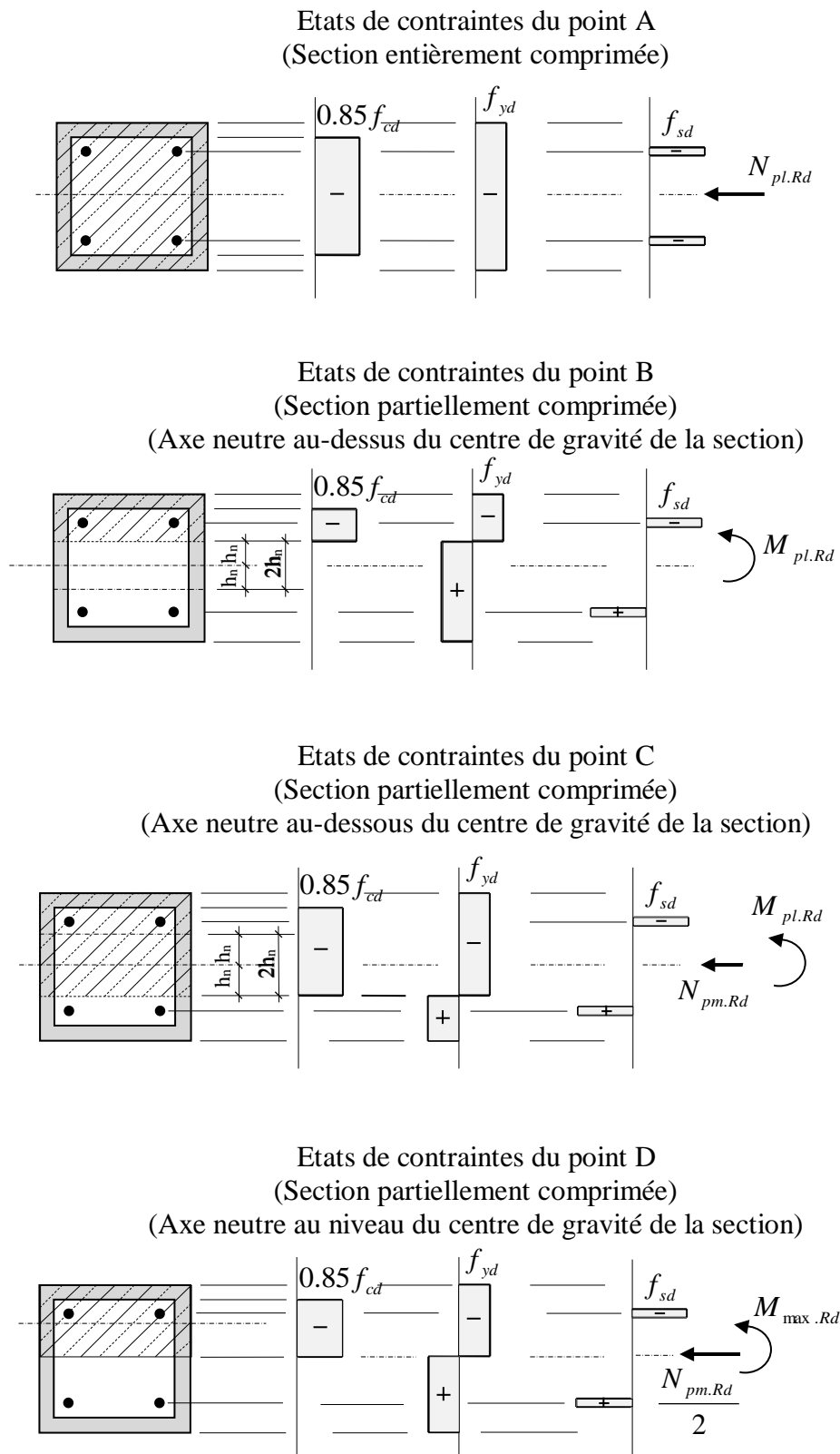


Figure (2-4) - Courbe adimensionnelle de calcul en compression et flexion uniaxiale combinées.



**Figure (2-5)** - Etats des contraintes correspondant aux points de la courbe d'interaction en compression et flexion combinés. (-): Compression et (+): Traction

### 2.3.1.2.2 Compression et flexion biaxiale combinées

Dans le cas d'une compression et flexion biaxiale combinées, il y a lieu de faire les vérifications dans chaque plan de flexion. Seulement, il ya lieu de prendre en compte les imperfections que pour le plan où la ruine peut se produire (cas **a** de la **figure 2-6**) et pour l'autre plan il sera tenu compte uniquement de l'effet du moment de flexion (cas **b** de la **figure 2-6**). S'il y a des doutes sur le plan de ruine, il convient de faire les vérifications pour les deux plans avec la prise en compte des imperfections dans les deux plans.

D'après l'Eurocode 4, l'élément structural présente une résistance suffisante à la compression et flexion biaxiale combinée si les relations suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y.Sd} \leq 0.9\mu_y M_{pl.y.Rd} \\ M_{z.Sd} \leq 0.9\mu_z M_{pl.z.Rd} \\ \text{et} \\ \frac{M_{y.Sd}}{\mu_y \cdot M_{pl.y.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{\mu_z \cdot M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0 \end{array} \right. \quad (2-20)$$

$M_{pl,y,Rd}$  et  $M_{pl,z,Rd}$  sont les résistances plastiques en flexion pour le plan de flexion approprié.

### 2.3.1.2.3 Influence locale des effets du second ordre sur les moments de flexion dans les poteaux

L'analyse des structures se trouve influencée par les effets du second ordre géométrique sur les valeurs des moments de flexion du premier ordre dans les poteaux. Dans ce cas, il est impératif de tenir compte de ces effets surtout dans le cas de poteaux élancés, sollicités à une compression et flexion combinées. Selon l'Eurocode 4, l'influence des effets géométriques du second ordre sur les moments de flexion est à prendre en compte si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{cr}} > 1.0 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} > 0.2(2 - r) \quad (2-21)$$

Si l'une de ces conditions n'est pas satisfaite, l'effet du second ordre est insignifiant et peut être négligé dans l'analyse des structures. Dans le cas où l'effet du second ordre doit être pris en compte, un calcul simplifié peut se faire, et le moment du second ordre  $M_{Sd}^{2^o}$  peut être calculé à partir du moment du premier ordre  $M_{Sd}$  par la relation suivante :

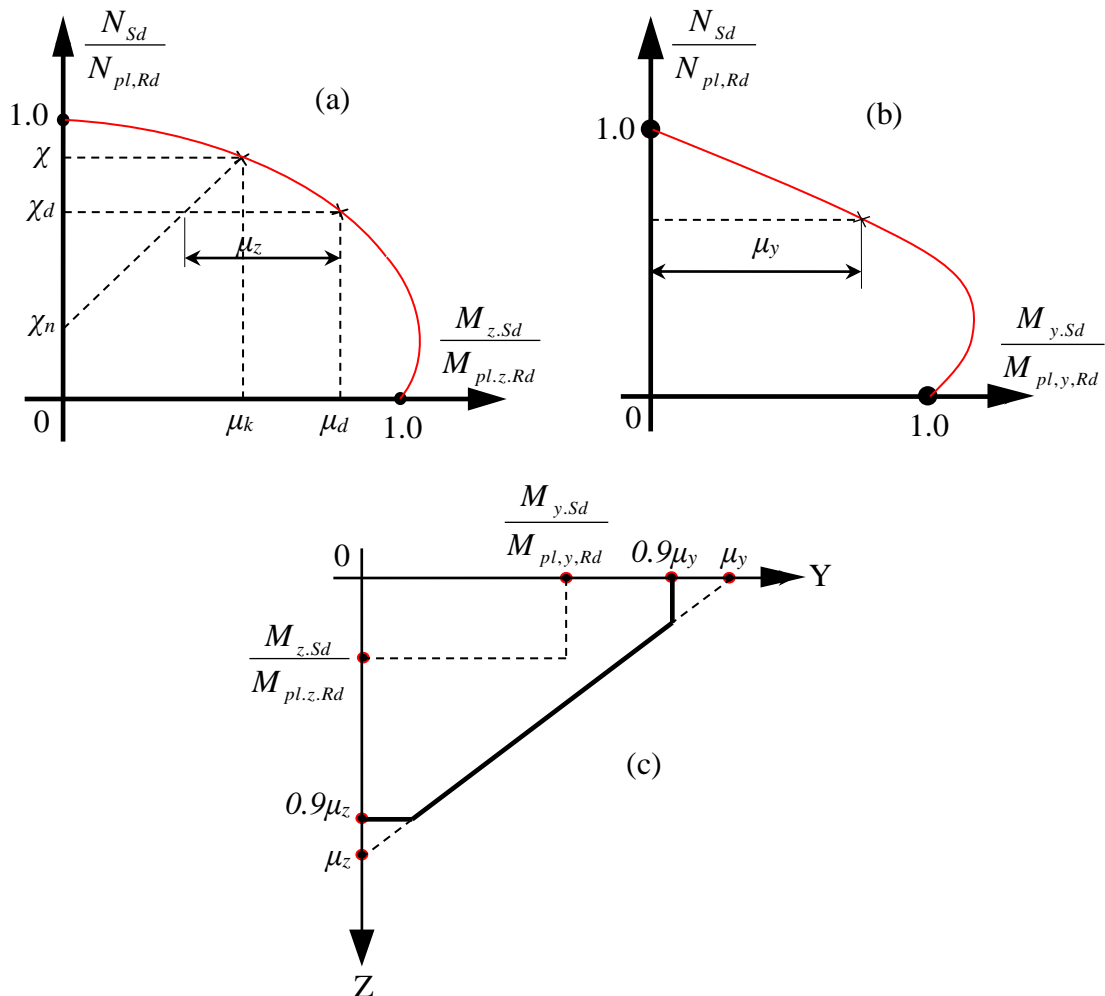
$$M_{Sd}^{2^o} = k \cdot M_{Sd} \quad (2-22)$$

où

$k$  est le coefficient de correction du plus grand moment de flexion du 1<sup>er</sup> ordre  $M_{Sd}$  et égal à :

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}} \quad \text{avec} \quad k \geq 1.0$$

$\beta$  est le facteur du moment équivalent égal à «  $0.66 + 0.44r$  » si le poteau est sollicité uniquement par des moments d'extrémités avec ( $\beta \geq 0.44$ ) et à «  $1.0$  » si le poteau est sollicité par des charges transversales.



**Figure (2-6)** - Interaction d'une compression et flexion biaxiale combinées ( $N-M_y-M_z$ ).

- (a) Effet du moment de flexion  $M_z$  avec prise en compte des imperfections;
- (b) Effet du moment de flexion  $M_y$  sans prise en compte des imperfections;
- (c) Diagramme d'interaction pour la résistance à la flexion.

## 2.4 INSTABILITÉ À FROID DES POTEAUX MIXTES À LA FLEXION BIAXIALE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS. Cas des sections rectangulaires.

La méthode qui va être exposée dans ce paragraphe a été réalisée dans le cadre de mon magister [34]. Elle consiste à déterminer la charge de ruine dans les profils creux en acier, de sections rectangulaires, remplis de béton non armé, sollicités à la flexion bi-axiale sous l'effet d'un effort de compression doublement excentré.

Les nombreuses recherches qui ont été consacrées à l'étude de ce matériau composite notamment en Grande Bretagne, aux USA, en Allemagne, en Belgique et au Japon ont abouti à une conclusion était très positive à propos de cette association acier-béton dans tous les points de vue, à savoir résistance, économie, technologie, etc.

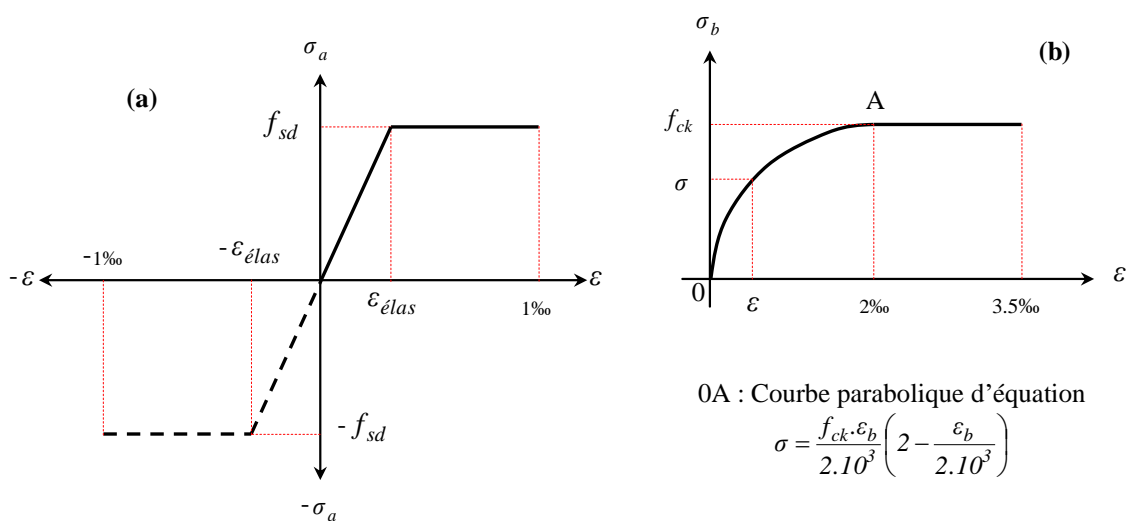
Tous les résultats d'essais ont abouti à une conclusion forte intéressante [35]:

- **LA RESISTANCE D'UN PROFIL CREUX, EN ACIER, REMPLI DE BETON N'ETAIT PAS LA SOMME DES RESISTANCES DU BETON ET DE L'ENVELOPPE ACIER ;**
- **LE PROFIL CREUX EN ACIER REMPLI DE BETON EST UN NOUVEAU MATERIAU QUI A SON PROPRE COMPORTEMENT.**

L'exploitation des résultats d'essais expérimentaux, a permis à *GUIAUX et JANSS (Belgique, Canada, France)*, *DOWLING et VIRDI (Grande-Bretagne)* et à *BERGMANN-ROIK et BODE (Allemagne)* de mettre au point des méthodes de calcul de la capacité portante, basées d'une part sur les recommandations de la C.E.C.M. (*Convention Européenne de la Construction Métallique*) pour l'acier et du C.E.B. (*Comité Européen du Béton*) pour le béton et d'autre part sur le concept « d'ETAT ULTIME ».

### 2.4.1 Modèles de comportement à froid des matériaux acier et béton

Les diagrammes contraintes déformations conventionnels à froid adoptés dans approche sont conformément à ceux préconisés dans les règles françaises B.A.E.L. [36] au niveau des **figures (2-7) a et b**.



**Figure (2-7)** - Relations contraintes-déformations conventionnelles des matériaux acier (a) et béton (b).

## 2.4.2 Rigidité flexionnelle « EI » des sections en tubes d'acier remplis de béton

### 2.4.2.1 Rigidité à partir de la relation moment-courbure

L'analyse de toute structure (poteaux, poutres, portiques etc...), quel que soit sa nature (béton armé, charpente métallique, bois etc...), nécessite la connaissance d'un paramètre très important à savoir la **RIGIDITE FLEXIONNELLE « EI »**. Si, pour l'acier et le béton par exemple, le problème ne se pose pas, puisque leurs modules de YOUNG « E » sont connus, pour une section en tube d'acier rempli de béton, le problème est autrement.

L'estimation des rigidités « EI » sera faite à partir d'une approche théorique, par une analyse du poteau en éléments finis (*élément barre à 4 degrés de liberté*), basée sur les conditions d'équilibres à mi-portée en utilisant la relation *Moment- Courbure (M – Φ)* de l'élément déformé. Ainsi, à partir du diagramme *Moment- Courbure (M – Φ)*, la rigidité sera estimée par la relation suivante :

$$EI = M/\Phi \quad (2-23)$$

Comme il a été dit, la détermination de la rigidité flexionnelle « EI » d'une section mixte, en tube d'acier rempli de béton, va être estimée à partir de la relation MOMENT-COURBURE. Pour cela, certaines simplifications et idéalizations doivent être adoptées, résumées dans les hypothèses fondamentales suivantes :

- a. Le profil creux en acier et le noyau béton sont homogènes et isotropes ;
- b. Les lois de comportement des matériaux acier et béton, c'est à dire les relations contraintes-déformations, sont celle présentées dans les **figures (2-7)a et b**;
- c. Les contraintes de traction dans le béton tendu sont négligée ;
- d. Conservation des sections planes (*Hypothèse de Navier-Bernoulli*) ;
- e. Interaction complète entre le tube d'acier et le noyau béton. Pas de glissement relatif; la déformation dans l'acier est égale à la déformation dans le béton :  $\epsilon_{\text{béton}} = \epsilon_{\text{acier}}$
- f. Les déformations de cisaillement sont négligeables.

#### 2.4.2.1.1 Procédure pour la détermination de la relation moment-courbure

##### a) Discrétisation et théorie

La **figure (2-8)**, montre une discrétisation de la section du poteau composite, section subdivisée en éléments acier et béton sous forme de maillages carrés [37].



On entend par un cas bi-axial, un effort de compression doublement excentré, ce qui va donner un axe neutre incliné. Cette position inclinée de l'axe neutre va engendrer au niveau de sa frontière un maillage de formes irrégulières (triangulaire, trapézoïdal, et autres...) négligeable dans les calculs, vu que le maillage principal adopté est très faible (1mm<sup>2</sup>).

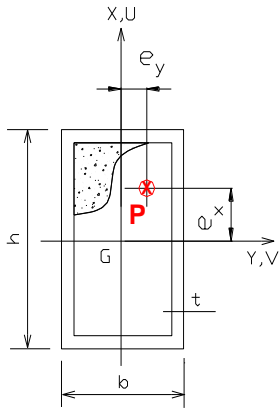
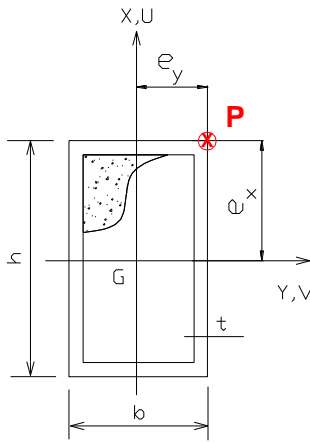
Quelque soit la position de l'axe neutre (Z), il lui correspond un état de déformation. Trois états de déformation sont donc possibles : un état caractérisant une section partiellement comprimée et deux états une section entièrement comprimée.

A partir des notations adoptées sur la **figure (2-8)**, on peut écrire les équations suivantes :

$Z_{ij} = X_i \cos \theta + Y_j \sin \theta$ <p style="text-align: center;"><i>avec : <math>0 \leq Z_{ij} \leq Z_{\max}</math></i></p> $Z_{\max} = h \cos \theta + b \sin \theta$ $\varepsilon_1 = \frac{\Delta \varepsilon \cdot Z}{Z_{\max}} ; \varepsilon_{ij} = \varepsilon_1 - \Phi \cdot Z_{ij}$ $\Delta \varepsilon = \Phi \cdot Z_{\max} ; \Delta \varepsilon_{\max} = \Phi_{\max} \cdot Z_{\max}$ $\Delta \varepsilon_{\max} = 0.2\%$ $\Delta \varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad \text{pour } Z < Z_{\max}$ $\Delta \varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 \quad \text{pour } Z > Z_{\max}$ $\Delta P_{ij} = \Delta A_{ij} \cdot \sigma_{ij}$ $P = \sum \Delta A_{s_{ij}} \sigma_{s_{ij}} + \sum \Delta A_{c_{ij}} \sigma_{c_{ij}}$ $M_x = \sum \Delta A_{s_{ij}} \sigma_{s_{ij}} \left( y_j - \frac{b}{2} \right) + \sum \Delta A_{c_{ij}} \sigma_{c_{ij}} \left( y_j - \frac{b}{2} \right)$ $M_y = \sum \Delta A_{s_{ij}} \sigma_{s_{ij}} \left( \frac{h}{2} - x_i \right) + \sum \Delta A_{c_{ij}} \sigma_{c_{ij}} \left( \frac{h}{2} - x_i \right)$	<p><i>h et b respectivement hauteur et largeur de la section composite</i></p> <p><i>x<sub>i</sub> ; y<sub>j</sub> coordonnées du centre de l'élément m (x<sub>i</sub>, y<sub>j</sub>)</i></p> <p><i>ε<sub>ij</sub> déformation au centre de l'élément</i></p> <p><i>ε<sub>1</sub> raccourcissement maximal</i></p> <p><i>Z position de l'axe neutre</i></p> <p><i>Z<sub>ij</sub> distance de l'élément m(x<sub>i</sub>, y<sub>j</sub>) à l'origine "O" du système de coordonnées</i></p> <p><i>φ Courbure</i></p> <p><i>θ Inclinaison de l'axe neutre (0 ≤ θ ≤ π/2)</i></p> <p><i>ΔP<sub>ij</sub> effort dans l'élément (m)</i></p> <p><i>ΔA<sub>ij</sub> aire de l'élément (m)</i></p> <p><i>σ<sub>ij</sub> contrainte dans l'élément (m)</i></p> <p><i>A<sub>s<sub>ij</sub></sub> aire de l'élément élémentaire en acier et de l'élément de béton</i></p> <p><i>A<sub>c<sub>ij</sub></sub> aire de l'élément élémentaire en béton</i></p> <p><i>σ<sub>s<sub>ij</sub></sub> contrainte dans l'élément élémentaire en acier</i></p> <p><i>σ<sub>c<sub>ij</sub></sub> contrainte dans l'élément élémentaire en béton</i></p>
--	--

Connaissant la déformation ( $\varepsilon_{ij}$ ) dans l'élément (m), on peut déduire la contrainte ( $\sigma_{ij}$ ) en son centre à partir des lois de comportement de l'acier et du béton. L'effort ( $\Delta P_{ij}$ ) dans l'élément (m) sera calculé à l'aide de la relation :  $\Delta P_{ij} = \Delta A_{ij} \cdot \sigma_{ij}$ . Par sommation sur tous les éléments élémentaires, on peut déterminer l'effort normal (P) et les moments internes  $M_x$  et  $M_y$  à l'aide des équations définies précédemment.

La **figure (2-9)** montre l'organigramme résumant les différentes étapes de la génération des relations moments courbures  $M_x-\varnothing_x$  et  $M_y-\varnothing_y$ . Les **figures (2-10)a** et **(2-10)b** montrent quelques relations moments-courbures  $M_x-\varnothing_x$  et  $M_y-\varnothing_y$  par rapport à (x-x) et à (y-y) pour un cas de chargement en flexion bi-axiale EXY1.

<b>Caractéristiques du cas biaxial EXY1</b>	
	<p><b>Section :</b> 120 x 80 x 5  <b>Longueur poteau :</b>                      3175 mm  <b>Excentricités :</b>  <math>e_x = 24</math> mm  <math>e_y = 16</math> mm  <b>Nbr. éléments M.E.F.</b> 10 éléments  <math>F_s = 380</math> N/mm<sup>2</sup>  <math>F_{cu} = 45</math> N/mm<sup>2</sup>  <math>E_s = 239</math> KN/mm<sup>2</sup></p>
<b>Caractéristiques du cas biaxial EXY2</b>	
	<p style="text-align: center;"><b><u>CAS EXY2</u></b></p> <p><b>Section :</b> 120 x 80 x 5  <b>Longueur poteau :</b> 3175 mm  <b>Excentricités :</b>  <math>e_x = 60</math> mm  <math>e_y = 40</math> mm  <b>Nbr. éléments M.E.F.</b> 10 éléments  <math>F_s = 350</math> N/mm<sup>2</sup>  <math>F_{cu} = 44</math> N/mm<sup>2</sup>  <math>E_s = 226</math> KN/mm<sup>2</sup></p>

**Tableau (2-4)** - Caractéristiques des cas biaxial EXY1 et EXY2.

Pour le cas EXY2 a été utilisé pour la comparaison entre les charges de ruine et les rigidités flexionnelles au niveau de la section 5.1 du présent chapitre.

L'analyse des structures par éléments finis consiste en sa discrétisation en plusieurs éléments de formes plus ou moins régulières.

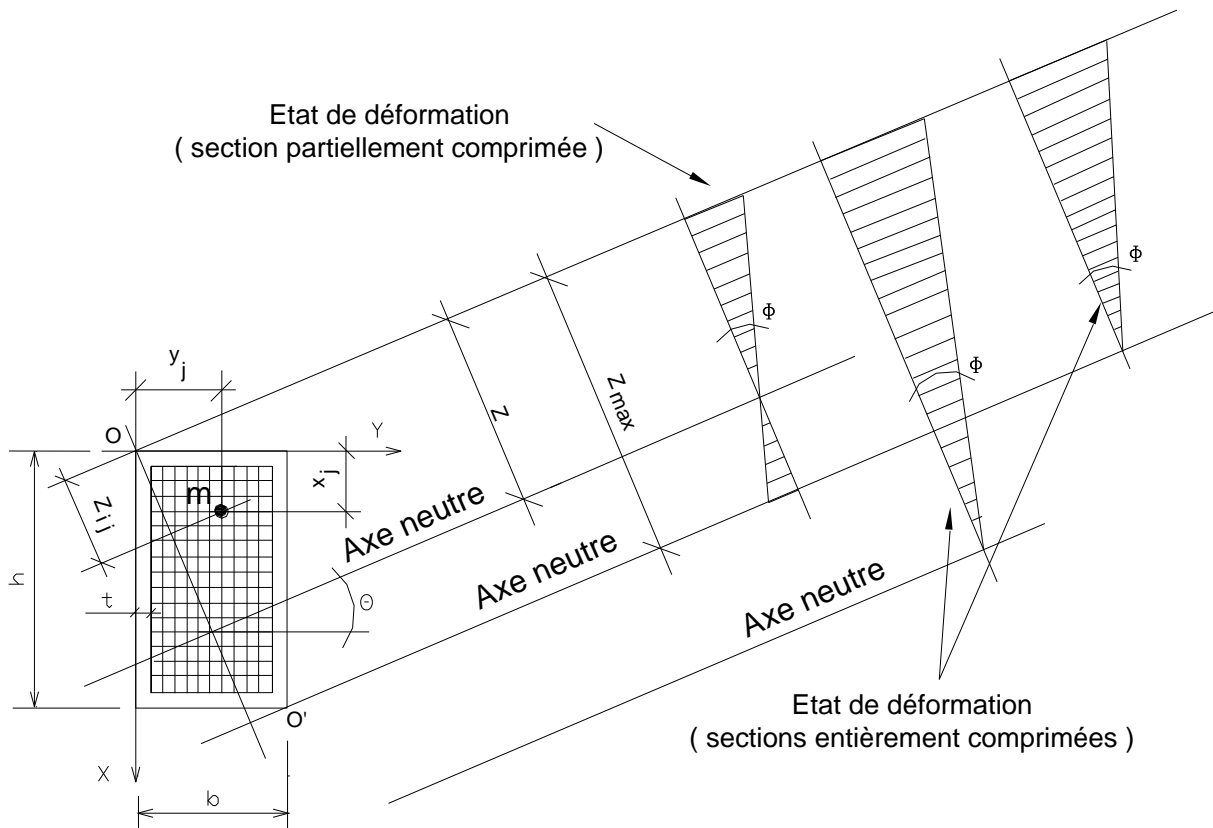


Figure (2-8) - Discrétisation d'une section mixte en maillages rectangulaires ( $s=1\text{ mm}^2$ ).

## 2.4.3 Détermination de la charge de ruine par la méthode des éléments finis

### 2.4.3.1 Analyse linéaire de la stabilité

Nous allons étendre la méthode des éléments finis à l'analyse des problèmes d'instabilité de l'élasticité linéaire. Ce qui nous amènera à déterminer, par une méthode de calcul, l'intensité des forces nécessaire pour faire flamber une structure élastique. Certes la ruine d'une structure comprend sans doute des composantes d'instabilités et de déformations qui sont non-linéaires, mais l'approche du problème par une analyse linéaire est satisfaisante dans de nombreux cas et en particulier pour les poutres [38].

Le traitement de l'instabilité élastique comprend deux étapes : *la formulation des équations des éléments* et *la résolution du système complet*.

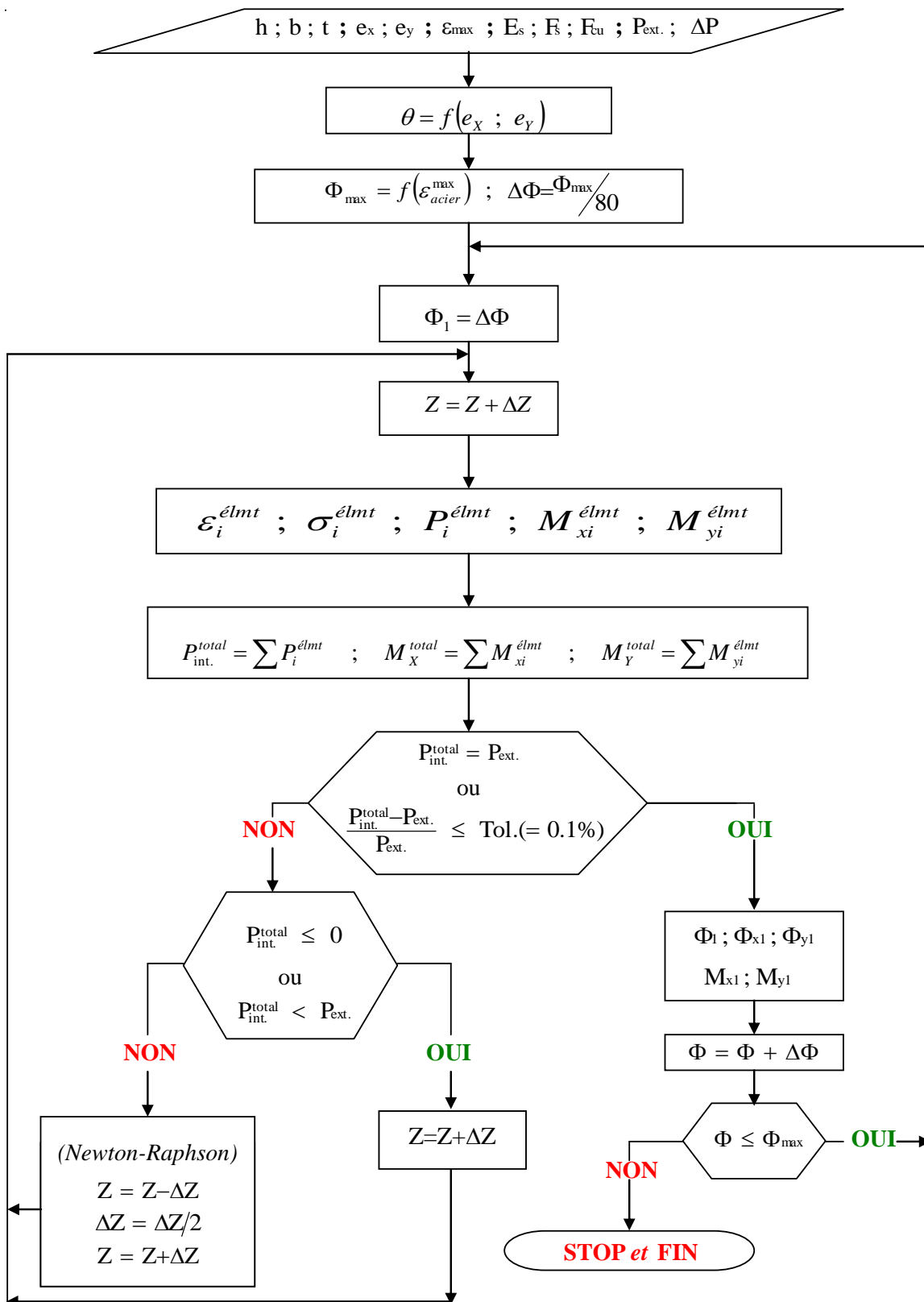


Figure (2-9) - Organigramme de génération des relations moments-courbures.

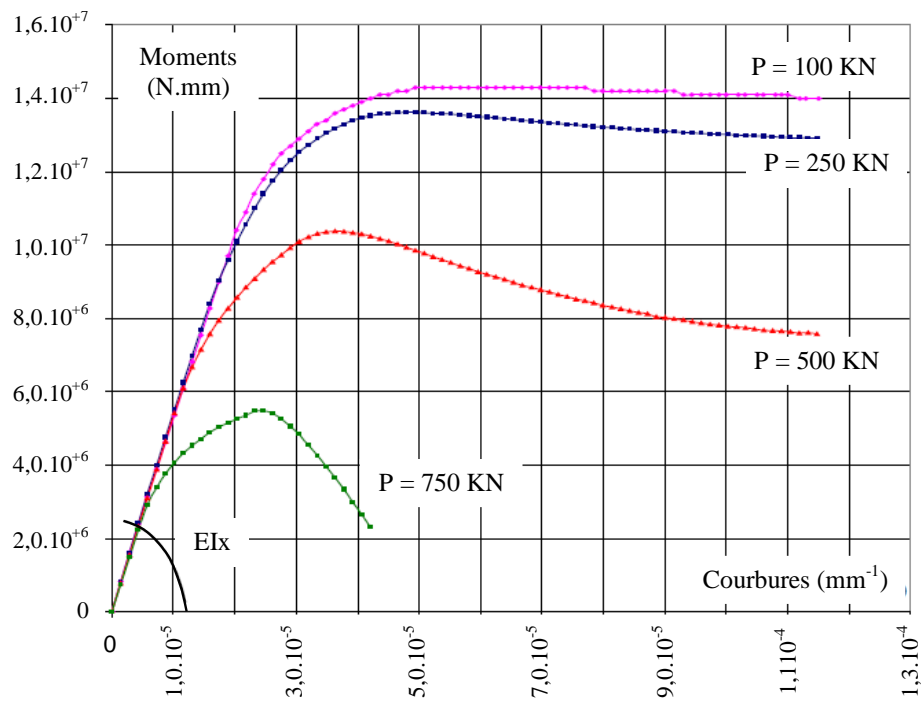


Figure (2-10)a - relation moments-courbures par rapport à (x-x).

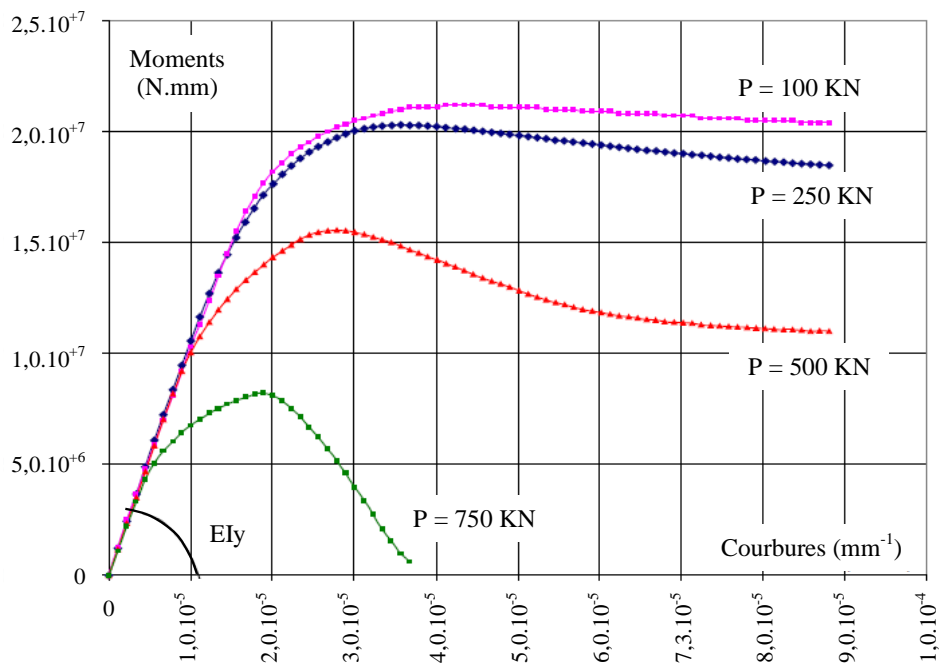
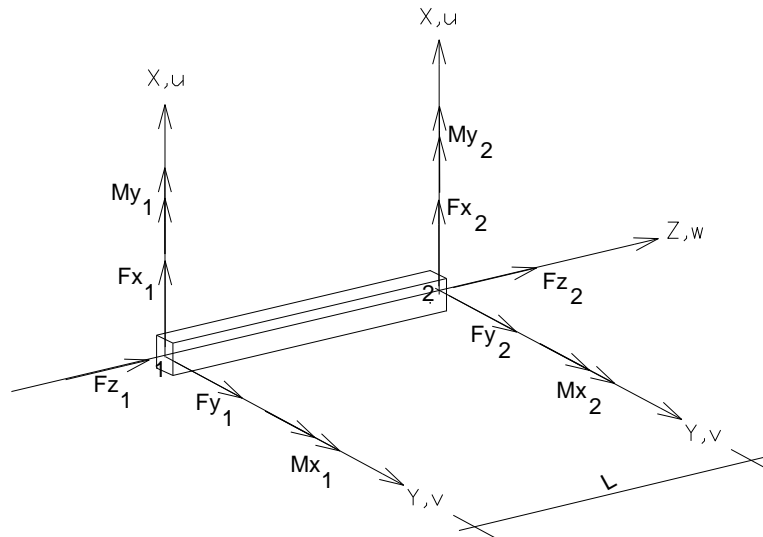


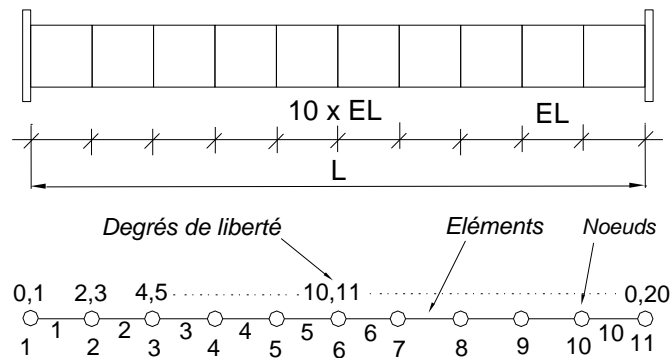
Figure (2-10)b - relation moments-courbures par rapport à (y-y).

### 2.4.3.2 Théorie générale du flambement biaxial

Il s'agit d'étudier des poteaux, éléments travaillant principalement en compression axiale ou en compression avec flexions. On va donc utiliser l'élément barre prismatique (élément poutre) qui convient très bien avec ce type de problème. A partir de cela, l'élément qui constituera la base de notre analyse est représenté en **figure (2-11)**. La **figure (2-12)** représente la discrétisation d'une colonne en éléments barre (10 éléments).



**Figure (2-11)** - Modélisation élément barre en flexion et flambage combinés.



**Figure (2-12)** - Discrétisation poteau en éléments finis.

La structure dont il est question d'étudier est soumise à un chargement bi-axial par l'application d'un effort (P) doublement excentré de ( $e_x$ ) et ( $e_y$ ), ce qui est équivalent à une charge (P) appliquée au centre de gravité, plus deux moments de flexion  $M_x$  et  $M_y$ .

L'interaction de ces différents efforts  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ ,  $M_x$  et  $M_y$  donnent lieu à des phénomènes d'instabilité élastique complexes en comparaison avec les modes de flambage simple. Une analyse indépendante est donc nécessaire pour déterminer les comportements en flexion dans les deux plans. Ce qui nous amène à étudier deux analyses possibles, comme représentées dans les **figures (2-13) et (2-14)** ci-après.

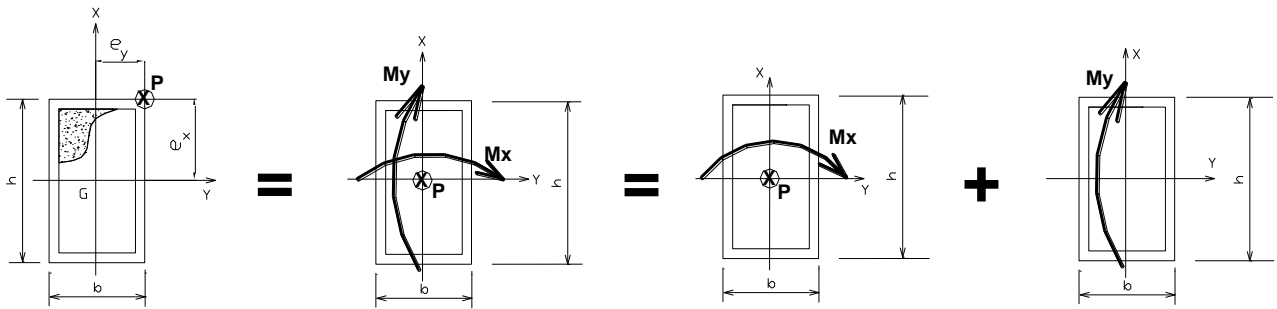


Figure (2-13) - Analyse 1 : Flambement et flexion combinés dans le plan (y-y).

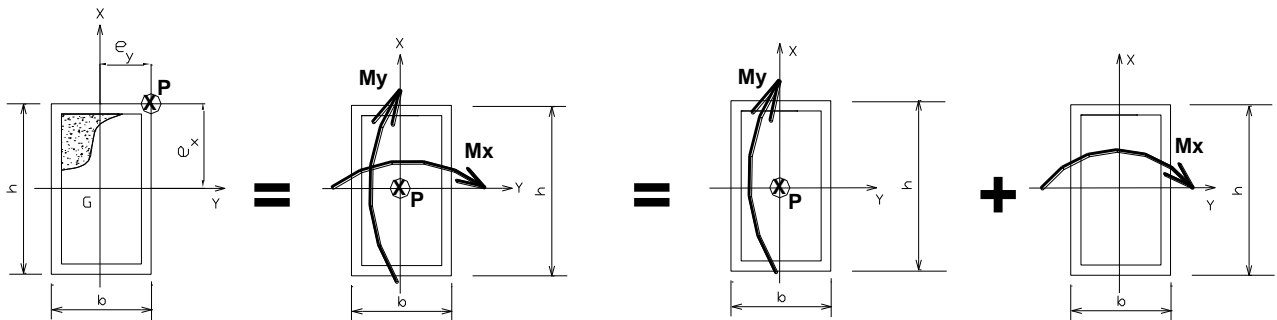


Figure (2-14) - Analyse 2 : Flambement et flexion combinés dans le plan (x-x).

### 2.4.3.3 Formulation de la théorie

Comme il a été précisé précédemment, l'analyse du cas bi-axial va être basée sur l'élément prismatique de section constante représenté en **figure (2-11)**.

On suppose que cet élément ne subit que des déformations longitudinales et des déformations de flexion, les déformations d'effort tranchant sont négligées<sup>4</sup>.

Les matrices de rigidités de flexion  $[K_{fx}]$  et géométrique  $[K_{gx}]$  (introduisant l'effet d'instabilité élastique) sont données par les relations suivantes :

$$K_{FX} = EI_x \begin{bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{-6}{L^2} & \frac{-12}{L^3} & \frac{-6}{L^2} \\ \frac{-6}{L^2} & \frac{4}{L} & \frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \\ \frac{-12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ \frac{-6}{L^2} & \frac{2}{L} & \frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{bmatrix} \quad K_{FY} = EI_y \begin{bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{-6}{L^2} & \frac{-12}{L^3} & \frac{-6}{L^2} \\ \frac{-6}{L^2} & \frac{4}{L} & \frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \\ \frac{-12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ \frac{-6}{L^2} & \frac{2}{L} & \frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{bmatrix}$$

<sup>4</sup> Dans les pièces fléchies à âmes pleine, les déformations dues à l'effort tranchant sont très petites devant celles du moment fléchissant et se trouvent de ce fait négligées dans la formulation des équations.

$$K_{GX}=F_{ZX} \begin{bmatrix} \frac{6}{5L} & \frac{-1}{10} & \frac{-6}{5L} & \frac{-1}{10} \\ \frac{-1}{10} & \frac{2L}{15} & \frac{1}{10} & \frac{-L}{30} \\ \frac{-6}{5L} & \frac{1}{10} & \frac{6}{5L} & \frac{1}{10} \\ \frac{-1}{10} & \frac{-L}{30} & \frac{1}{10} & \frac{2L}{15} \end{bmatrix} \quad K_{GY}=F_{ZY} \begin{bmatrix} \frac{6}{5L} & \frac{-1}{10} & \frac{-6}{5L} & \frac{-1}{10} \\ \frac{-1}{10} & \frac{2L}{15} & \frac{1}{10} & \frac{-L}{30} \\ \frac{-6}{5L} & \frac{1}{10} & \frac{6}{5L} & \frac{1}{10} \\ \frac{-1}{10} & \frac{-L}{30} & \frac{1}{10} & \frac{2L}{15} \end{bmatrix}$$

L'étude d'un poteau en flexion bi-axiale, par analyse en éléments finis, se ramène à la résolution de l'équation suivante [38]:

$$[K]^e = [K_f]^e - P[K_g]^e \quad (2-24)$$

$[K]^e$  - Matrice de rigidité d'un élément en flambage et flexion combinés.

#### 2.4.3.4 Procédure de détermination de la charge de ruine

L'étude des deux analyses va être concrétisée par l'obtention de la charge critique qui sera soit  $F_{zx}$  soit  $F_{zy}$  selon que la perte de stabilité se fera dans le plan (Y-Z) ou (X-Z). Les figures (2-15)a et (2-15)b montre schématiquement les déplacements U et V dans le cas d'un chargement bi-axial.

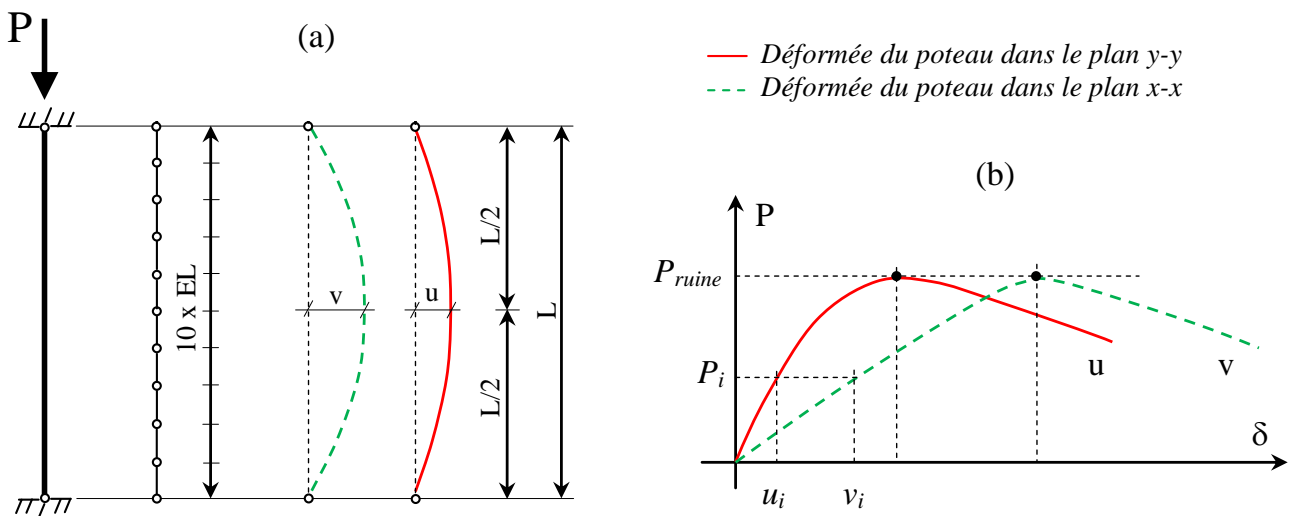


Figure (2-15) - Comportement d'une colonne sollicitée en flexion bi-axiale.

#### 2.4.3.5 Organigramme de la procédure

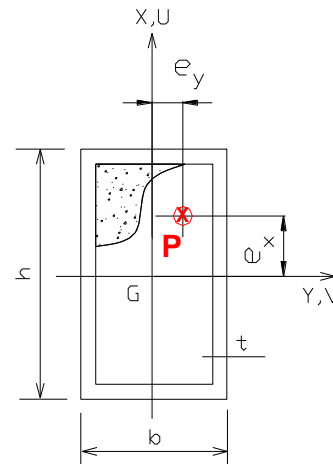
Le tableau (2-5) et les figures (2-16) et (2-17), montrent les différents points (P- δ) dont le tracé des courbes donne lieu à un PEAK qui correspond à la charge de ruine au delà duquel, quelque soit le nombre d'itération, la vérification de l'égalité entre le moment intérieur et le moment extérieur n'est plus possible.



On notera qu'un programme en langage FORTRAN a été élaboré en ce sens, ou nous avons utilisé des « Subroutines » proposées par I. M. SMITH et D. V. GRIFFITHS [39].

La **figure (2-18)** représente l'organigramme de détermination de la charge de ruine d'une colonne en profil creux en acier remplie de béton, sollicitée à la flexion biaxiale par la méthode des éléments finis.

RESULTATS THEORIQUES M.E.F. - CAS EXY1				
P ( KN )	U ( mm )	V ( mm )	Mx ( KN.m )	My ( KN.m )
50	1.625	2.375	0.918	1.281
100	3.50	5.50	2.150	2.75
125	4.50	7.00	2.875	3.562
150	5.50	9.00	3.750	4.425
175	6.50	12.00	4.900	5.337
200	8.00	14.00	6.00	6.400
225	9.00	18.00	7.650	7.425
250	10.00	24.00	10.00	8.500
253	11.00	28.00	11.13	8.855
254	11.00	28.00	11.17	8.890
255	11.00	/	/	8.925
260	11.00	/	/	9.100



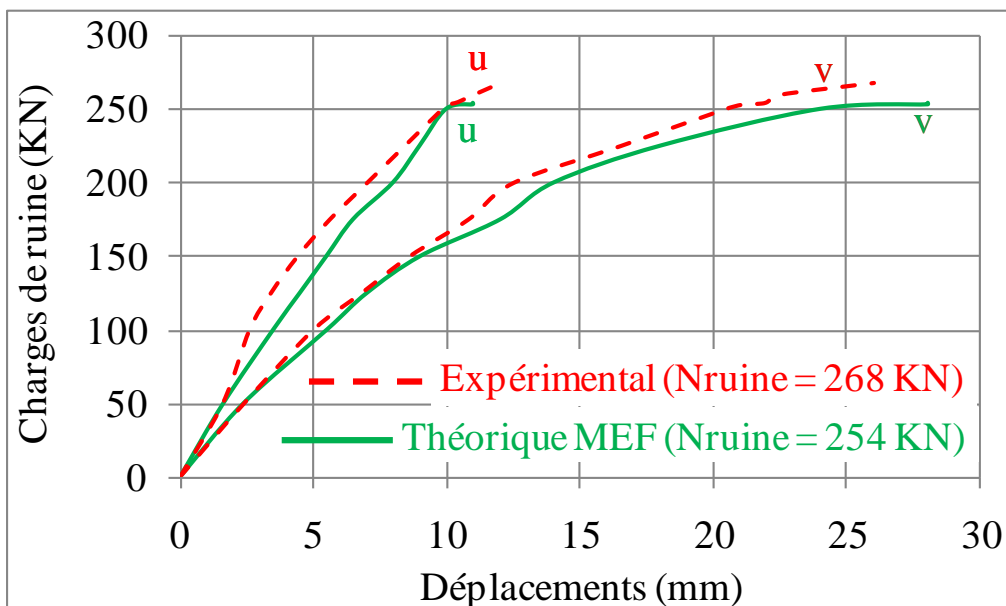
**P** : Charge de compression doublement excentrée appliquée au poteau.

**U** et **V** : Respectivement déplacements latéraux à mi-hauteur dans les plans **X-X** et **Y-Y**.

**Mx** et **My** : Respectivement moments à mi-hauteur par rapport à **X** et à **Y** avec :

$$M_x = P(e_y + v) \text{ et } M_y = P(e_x + u)$$

**Tableau (2-5)**  
CAS-EXY1: Résultats MEF cas EXY1.



**Figure (2-16)** - Comparaisons résultats charges-déplacements cas EXY1.

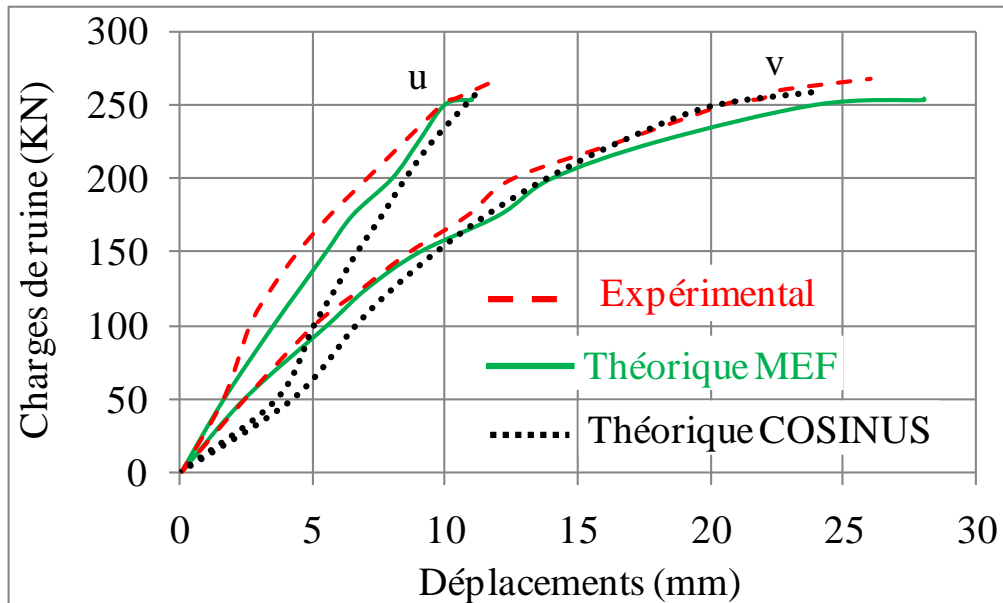


Figure (2-17) - Comparisons résultats charges-déplacements cas EXY1.

#### 2.4.4 Comparaison des résultats, analyses et conclusions

Cette section regroupe les résultats des charges de ruines et des rigidités flexionnelles obtenues par les deux méthodes théoriques que nous venons d'exposer, à savoir les relations moments-courbures pour la détermination de la rigidité flexionnelle et l'analyse du flambage et flexion combinés par éléments finis pour la détermination de la charge de ruine.

Ces résultats sont comparés avec les mêmes cas de chargement **EXY1** et **EXY2** obtenus expérimentalement [40] à propos de la charge de ruine et la formulation théorique donnée par l'**Eurocode 4** pour le calcul des rigidités.

##### 2.4.4.1 Rigidité élastique d'après l'Eurocode 4

La rigidité élastique réelle  $(EI)_e$  de flexion de la section transversale d'un poteau mixte, en tube d'acier rempli de béton, est donnée par l'équation suivante [41]:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c \quad (2-25)$$

$I_a$  et  $I_c$  sont les moments d'inertie de flexion pour le plan de flexion considérée du tube d'acier et du béton, respectivement ;

$E_a$  le module d'élasticité du tube d'acier ;

$0.8 E_{cd} I_c$  la rigidité réelle de la partie en béton, avec :  $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$

$E_{cm}$  le module sécant du béton ( s. clause 3.1.2.5.2 ), avec :

$$E_{cm} = 9.5 (f_{ck} + 8)^{1/3} ; E_{cm} \text{ en } \text{KN/mm}^2 \text{ et } f_{ck} \text{ en } \text{N/mm}^2$$

$\gamma_c$  est le coefficient de sécurité, égal à **1.35**, pour la rigidité conformément aux dispositions des paragraphes **A.3.1** et **A.3.4** de l'**EC2**.

$f_{ck}$  est la résistance caractéristique du béton à 28 jours, calculée sur éprouvette cylindrique. A noter que :  $f_{ck} \approx 0.85 f_{cubique}$

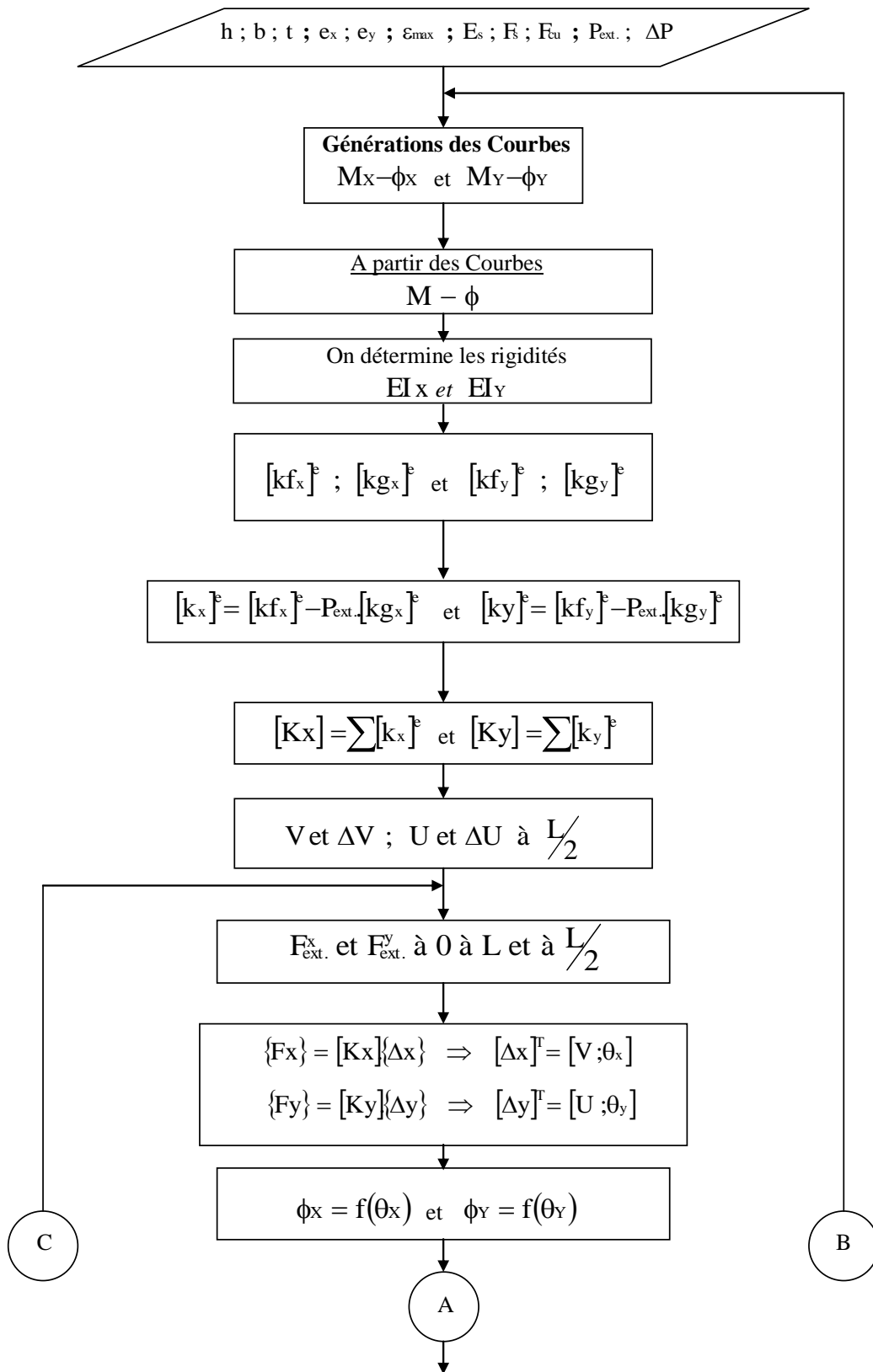


Figure (2-18) - Organigramme de détermination de la charge de ruine par la méthode des éléments finis.

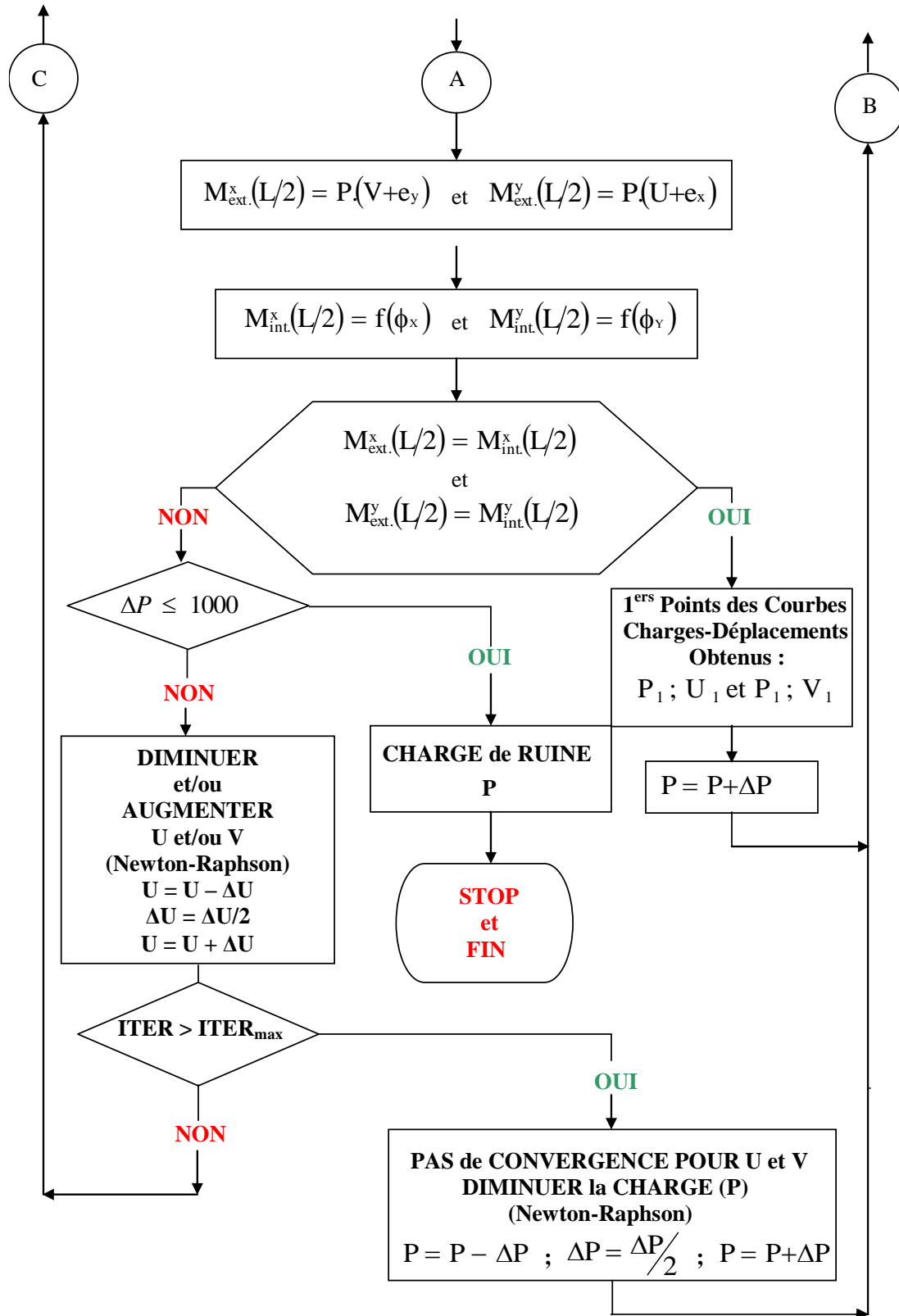


Figure (2-18) - Organigramme de détermination de la charge de ruine par la méthode des éléments finis (suite).

Un programme, en langage FORTRAN, a été élaboré en ce sens, qui nous permettra, d'une part, de déterminer les *rigidités flexionnelles* et d'autre part d'estimer la *charge de ruine* d'un poteau en tube d'acier remplis de béton sollicité en flexion bi-axiale (charge concentrée doublement excentrée).

#### 2.4.4.2 Interprétation des résultats obtenus

La validation des résultats obtenus est basée, d'une part sur deux essais expérimentaux de détermination de charges de ruines [40] et d'autre part d'une formule [41] proposée par l'Eurocode 4 à propos des rigidités élastique de flexion des sections transversales mixtes acier béton.

A partir des résultats (charges de ruines et les rigidités flexionnelles) obtenus (**voir tableau 2-6**), on peut dire que l'analyse de l'instabilité des colonnes mixtes acier béton sollicitées à la flexion biaxiale par la méthode des éléments finis comme présenté dans cette section donne des résultats très satisfaisants et ce malgré plusieurs hypothèses simplificatrices et paramètres influents parmi on citera principalement :

- a) - La discrétisation de la section transversale du composite en grillage ou maillage influe beaucoup sur la précision de la courbe moments- courbures, surtout au niveau de la frontière de l'axe neutre ;
- b) - Le nombre de points pris en compte pour la construction des courbes moments-courbures possède une grande influence sur les résultats théoriques (dans notre cas, **80 points** ont été pris en compte) puisque les rigidités « **EI** » et les moments intérieurs (Mint), nécessaires pour l'analyse théorique, sont déduits à partir de ces courbes par une interpolation linéaire ;
- c) - L'inclinaison de l'axe neutre, nécessaire pour la génération des courbes moments-courbures, a été déterminée à partir d'une homogénéisation de la section composite basée sur un coefficient d'équivalence<sup>5</sup> entre l'acier et le béton égal à 15 ;
- d) - Les résultats théoriques de la charge de ruine ont été trouvés à partir d'un module d'élasticité longitudinal de l'acier « **E** » constant sur toute la hauteur, ce qui n'est pas vrai en pratique ;
- e) - Les résultats théoriques, présentés dans la **section 5**, sont basées sur des imperfections de rectitude<sup>6</sup> égales à 0.03b, soit dans notre cas une flèche initiale à mi-portée égale à 2.4 mm ;
- f) - Le nombre de résultats<sup>7</sup> donné par [40] sont aussi discutables puisqu'ils ont été obtenus à partir d'un seul essai pour chaque cas.

---

<sup>5</sup> Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton varie de 5 à 7 pour les charges instantanées et de 15 à 21 pour les charges de longues durées [42].

<sup>6</sup> En ce qui concerne les imperfections de rectitudes, le règlement Britannique autorise une flèche au plus égale à 0.03b. D'après le catalogue des profils creux carrés et rectangulaires en acier édité par VALEXY [43], la tolérance de rectitude est de 0.20% de la longueur du poteau.

<sup>7</sup> Pour déterminer la corrélation entre les charges mesurées et les charges calculées dans le cas d'un chargement axial, 81 essais ont été fait en ce sens (36 à l'université de Liège et 45 en Grande-Bretagne et aux Etats -Unis) [44].

CHARGE	RIGIDITES CAS EXY1		RIGIDITES CAS EXY2		CHARGES de RUINE (KN)	$\frac{P_{exp}}{P_{the}}$		
	P	EIx	EIy	EIx			EIy	
(KN)	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	P <sub>exp</sub>	P <sub>the</sub>		
50	5,13.10 <sup>11</sup>	1,00.10 <sup>12</sup>	4,82.10 <sup>11</sup>	9,37.10 <sup>11</sup>	Charge expérimentale	Charge théorique (MEF)		
100	5,15.10 <sup>11</sup>	1,01.10 <sup>12</sup>	4,76.10 <sup>11</sup>	9,25.10 <sup>11</sup>				
125	5,12.10 <sup>11</sup>	1,00.10 <sup>12</sup>	4,72.10 <sup>11</sup>	9,22.10 <sup>11</sup>				
$(EI)_{M-\Phi}$	5,13.10 <sup>11</sup>	1,00.10 <sup>12</sup>	4,76.10 <sup>11</sup>	9,28.10 <sup>11</sup>				
$(EI)_{EC4}$	6,00.10 <sup>11</sup>	1,21.10 <sup>12</sup>	4,46.10 <sup>11</sup>	8,49.10 <sup>11</sup>				
$\frac{(EI)_{M-\Phi}}{(EI)_{EC4}}$	<b>0.855</b>	<b>0.826</b>	<b>1.067</b>	<b>1.093</b>	EXY1	268	254	<b>1.055</b>
					EXY2	160	147	<b>1.088</b>

Tableau (2-6) - Résultats charges de ruine et rigidités flexionnelles des cas EXY1 et EXY2.

## Chapitre 3

# RESISTANCE DES PROFILS CREUX EN ACIER REMPLIS DE BETON A TEMPERATURE ELEVEE

Conformément à l'Eurocode 4, partie 1-2, l'évaluation du comportement d'une structure pour la vérification à l'incendie, doit être fondée sur une des approches suivantes :

1. Solutions reconnues et présentées sous forme de **VALEURS TABULEES**, pour des types spécifiques d'éléments de structures ;
2. Modèle de **CALCULS SIMPLIFIES**, pour des types spécifiques d'éléments de structures ;
3. Modèle de **CALCULS AVANCES**, permettant de simuler le comportement de la structure entière, d'une partie de celle-ci ou de seulement un de ces éléments.

### 3.1 MODELE DE VALEURS TABULEES

#### 3.1.1 Introduction

L'utilisation de valeurs tabulées et de modèles simplifiés est réservée aux éléments de structures individuels, supposés être directement exposés au feu sur toute leur longueur. L'action thermique correspond aux conditions de l'incendie normalisée tout en supposant que la distribution de la température est uniforme sur toute la longueur de l'élément.

Lorsqu'il n'est pas possible d'appliquer les méthodes de valeurs tabulées ou de calcul simplifiés, on doit alors appliquer soit une méthode basée sur un modèle avancé soit une méthode basée sur des résultats d'essais.

Les niveaux de chargement sont définis comme étant le rapport entre l'effet des actions et la résistance de calcul. Selon l'Eurocode 4, le niveau de chargement  $\eta$  est donné par la relation suivante :

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0 \quad (3-1)$$

$E_d$  et  $R_d$  sont respectivement l'effet de calcul des actions et résistance de calcul dans le dimensionnement à température normale.

Les niveaux de chargement pour un calcul au feu à l'instant  $t$  est donné par l'équation suivante :

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \leq 1,0 \quad (3-2)$$

$E_{fi,d,t}$  représente le niveau de calcul des actions en situation d'incendie, au temps  $t$ .

Pour une analyse globale de la structure complète, les actions mécaniques doivent être utilisées selon la combinaison accidentelle comme indiqué dans la section F.3.1 de l'Eurocode 1 (ENV1991-1-2-2).

Quelque soit le type d'analyse de structure adopté (globale, partielle ou par élément), le critère de ruine  $R$  est atteint lorsque la résistance de calcul en situation d'incendie  $R_{fi,d,t}$  a diminuée jusqu'au niveau de l'effet de calcul des actions  $E_{fi,d,t}$  en situation d'incendie, c'est-à-dire lorsque :

$$R_{fi,d,t} = E_{fi,d,t} \quad (3-3)$$

Dans le modèle de calcul par valeurs tabulées,  $R_{fi,d,t}$  peut être calculé par la relation suivante :

$$R_{fi,d,t} = \eta \cdot R_d \quad (3-4)$$

### 3.1.2 Vérification de la résistance au feu des éléments mixtes par valeurs tabulées selon l'Eurocode 4 :

Cette méthode consiste à utiliser des tableaux avec des valeurs forfaitaires pour le dimensionnement et la vérification des éléments mixtes vis-à-vis de leur résistance au feu. Seulement, cette méthode n'est valable que sous les conditions suivantes :

- L'analyse se fait pour des éléments isolés ;
- L'échauffement des éléments est sous incendie normalisée ;
- La sollicitation mécanique sur l'élément étudié en situation d'incendie reste constante en fonction du temps.

La procédure d'utilisation des valeurs tabulées est comme suit :

#### a) Phase de dimensionnement :

Dans cette phase, les dimensions minimales de la section transversale, le pourcentage et l'enrobage des armatures ne sont pas connus. On doit donc les adopter par la procédure suivante :

1. Calcul des effets des actions à froid  $E_d$  et  $E_{fi,d}$  à partir des combinaisons d'actions appropriées et utiliser le rapport comme valeur du niveau de chargement  $\eta_{fi,t}$  ;
2. En fonction de  $\eta_{fi,t}$  et de la durée de stabilité recherchée (R30, R60, R90, R120 et R180), par lecture sur des tableaux donnés dans l'Eurocode 4 (tableau 4.7 pour les sections en profils creux en acier remplis de béton, armé ou non armé), on peut déterminer les dimensions minimales de la section transversale de l'élément étudié, le pourcentage minimal des



armatures (en acier de type S500) et l'épaisseur d'enrobage minimale des barres d'armatures ;

3. Comme dernière étape de dimensionnement, la section adoptée au point 2 doit assurer la résistance à la température ambiante, c'est-à-dire vérifier que :  $R_d \geq E_d$ .

b) Phase de vérification :

Pour cette phase, on doit déterminer la durée de stabilité (R30, R60, R90, R120 et R180) de l'élément à partir des dimensions minimales de la section transversale, du pourcentage et de l'enrobage des armatures qui sont connus. On doit donc suivre la procédure suivante :

1. La résistance  $R_d$  de la stabilité à la température ambiante est connue ;
2. On calcule l'effet des actions en situation d'incendie  $E_{fi,d}$  pour en déduire le niveau de chargement  $\eta_{fi,t} = E_{fi,d} / R_d$  ;
3. A partir de  $\eta_{fi,t}$ , des dimensions minimales de la section transversale, du pourcentage et de l'enrobage des armatures, par lecture sur des tableaux donnés dans l'Eurocode 4, on déduit la durée de stabilité atteinte de l'élément étudié.

L'application de la méthode par valeurs tabulées est très limitée et plusieurs conditions doivent être remplies à savoir :

- Les éléments doivent être à nœuds fixes, c'est-à-dire appartenir à des structures contreventées ;
- Pour le tube d'acier, la limite d'élasticité nominale est de 235 N/mm<sup>2</sup> et cela quelque soit la nuance de l'acier ;
- Les armatures doivent être de nuance S500 et les pourcentages supérieurs à 3% ne sont pas pris en compte ;
- L'épaisseur  $e$  du profil creux en acier doit être  $\leq b/25$  (ou  $d/25$ ) avec  $b$  et  $d$  respectivement dimension extérieur du tube carré et circulaire.

Ces restrictions placent cette méthode dans le côté sécuritaire. A titre d'information, le **tableau (3-1)** ci-après permet de dimensionner ou de vérifier la résistance des profils creux en acier remplis de béton armé, sollicité à la compression axiale, par la méthode de valeurs tabulées selon l'Eurocode 4 (EN1994-1-2).

### 3.2 MODELE DE CALCULS SIMPLIFIES ET CALCULS AVANCES

Le calcul de la stabilité des sections mixtes acier béton peut être conduit à l'aide de méthodes simplifiées faisant appels à des équations analytiques. Le principe de ces méthodes consiste à ce que le moment de flexion au niveau de la section critique reste inférieur au moment résistant de la section et cela après un certain temps d'exposition au feu. Nous y reviendrons plus loin dans ce chapitre 3 pour développer quelques méthodes simplifiées pour le calcul de la résistance au feu relatif aux poteaux en profils creux en acier remplis de béton armé ou non armé.

		Résistance au feu normalisé				
		R30	R60	R90	R120	R180
<b>1</b>	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} \leq 0.28$					
1.1	Dimensions minimales h et b (ou d) ; (mm)	160	200	220	260	400
1.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s / (A_s + A_c)$ ; (%)	0	1.5	3.0	6.0	6.0
1.3	Distance minimale de l'axe des armatures $u_s$ ; (mm)	/	30	40	50	60
<b>2</b>	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} \leq 0.47$					
2.1	Dimensions minimales h et b (ou d) ; (mm)	260	260	400	450	500
2.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s / (A_s + A_c)$ ; (%)	0	3.0	6.0	6.0	6.0
2.3	Distance minimale de l'axe des armatures $u_s$ ; (mm)	/	30	40	50	60
<b>3</b>	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} \leq 0.66$					
3.1	Dimensions minimales h et b (ou d) ; (mm)	260	450	500	/	/
3.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s / (A_s + A_c)$ ; (%)	3.0	6.0	6.0	/	/
3.3	Distance minimale de l'axe des armatures $u_s$ ; (mm)	25	30	40	/	/
Note : Les valeurs du niveau de chargement $\eta_{fi,t}$ ont été réduites de 5% par rapport aux valeurs de l'ENV1994-1-2 selon la nouvelle norme EN1994-1-2.						

**Tableau (3-1)** - Tableau de valeurs tabulées valable pour les profils creux en acier remplis de béton armé selon l'Eurocode 4 (EN1994-1-2).

Pour les modèles de calculs avancés, la résolution du problème doit être numérique en utilisant la méthode des éléments tels que le code SAFIR par exemple. Le chapitre 4 sera consacré à la présentation de la méthode du code de calcul SAFIR.

### 3.2.1 Stabilité au feu des poteaux non-protégés en profils creux en acier remplis de béton

(Annexe G de l'Eurocode 4 - ENV 1994-1-2 et Annexe H de l'Eurocode 4 EN 1994-1-2)

Les méthodes exposées dans les annexes G et H, respectivement de l'Eurocode 4 - ENV 1994-1-2 (1<sup>ère</sup> Version de l'Eurocode 4) et de l'Eurocode 4 - EN 1994-1-2 (Version finale adoptée de l'Eurocode 4), sous la dénomination « Calcul des structures mixtes (acier + béton) - Partie 1.2 " Règles générales – calcul du comportement au feu », permettent de déterminer la résistance des poteaux non protégés en profils creux remplis de béton, carrés, rectangulaires ou circulaires, soumis à une charge de compression centrée ou excentrée pour une durée d'exposition au feu normalisé donnée.

Le modèle procède en deux étapes indépendantes : d'une part le calcul de la distribution des températures dans la section pour la durée d'exposition au feu considéré et d'autre part la détermination de la charge verticale de calcul au flambement pour le champ de température obtenu précédemment. Les températures au niveau de la section transversales sont obtenues par une procédure numérique basée sur la méthode des différences finies avec une discrétisation simple et régulière de la section transversale. Une fois la distribution des températures connue après un temps d'exposition au feu donné, le principe de la méthode consiste à déterminer la capacité portante du poteau à partir de la résistance plastique de la section mixte, corrigée par l'intermédiaire d'un coefficient pour prendre en compte le flambement des poteaux.

La méthode exposée dans l'annexe G de l'ENV 1994-1-2 [45] et l'annexe H de l'EN 1994-1-2 [41] est basée sur la méthode Guiaux-Janss [46] qui permet de déterminer la résistance axiale de flambement d'une colonne composée de différents matériaux présentant une non-linéarité des courbes contraintes déformations à des températures élevées.

Conformément à l'ENV 1994-1.2 et à l'EN 1994-1.2, la méthode s'applique uniquement aux poteaux non protégés, chargés axialement ou avec une faible excentricité de charge  $\delta$  tel que  $(\delta/b$  (ou  $\delta/d) \leq 0.5$ ) et exposés à un incendie conventionnel. Elle est limitée à un panel de poteaux circulaires, carrés et rectangulaires, de section transversale  $b$  (ou  $d$ ) comprise entre 140 et 400 mm ( $100\text{mm} \leq b$  (ou  $d) \leq 400\text{mm}$ ), de longueur de flambement  $\leq 4.5\text{m}$  et dans le cas où le béton est armé, le pourcentage des armatures doit être  $\geq 0\%$  et  $\leq 5\%$ . Pour ce qui est des matériaux, la limite d'élasticité des aciers (tube et armatures) doit être conforme à l'EN 10210 ou à l'EN 10219 et la classe du béton doit être comprise entre C20/25 et C40/50. Enfin, la méthode n'autorise pas l'analyse des poteaux pour une stabilité au feu supérieure à 120 minutes. Aussi, conformément à l'Eurocode 4 (versions ENV 1994-1-1 et EN 1994-1-1), afin d'éviter le phénomène du voilement local du tube d'acier, les dimensions du tube ( $h$  ou  $d$  et  $t$ ) doivent respecter les conditions  $d/t \leq 90 \cdot (235/f_y)$  et  $h/t \leq 52 \cdot \sqrt{235/f_y}$  respectivement pour les sections circulaires et les sections rectangulaires, conditions qui doivent déjà être respectées dans la résistance à froid, à température ambiante.

La méthode est basée sur la limite supérieure de la conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton, spécifiée dans l'EN 1994-1-2, sur la valeur 0,7 actuellement recommandée pour l'émissivité  $\varepsilon_m$  relative à la surface des matériaux et sur les courbes « contrainte-déformation » du béton de l'Annexe B de l'EN 1994-1-2.

Pour permettre le transfert des efforts dans le poteau et que ce transfert reste effectif en situation d'incendie, des détails constructifs appropriés en tête et pied de poteau ou au niveau des assemblages des poteaux continus doivent être respectés, notamment les recommandations données dans l'EN 1994-1-2 ainsi que dans CIDECT (Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire) Design Guide 4 "Design Guide for Structural Hollow Section Columns Exposed to Fire".

### 3.2.1.1 Calcul de la résistance axiale de flambement aux températures élevées

La méthode Guiaux-Janss permet de déterminer la résistance axiale de flambement  $N_{fi,cr}$  (**relation 3-5**) d'une colonne composée de différents matériaux présentant une non-linéarité des courbes

contraintes déformations à des températures élevées. Cette charge doit être égale à la somme des forces internes  $N_{fi,Rd}$  (**relation (3-6)**) existant à cet instant.

$$N_{fi,cr} = \left[ \sum (E_{s,\theta} \cdot I_s) + \sum (E_{c,\theta} \cdot I_c) + \sum (E_{a,\theta} \cdot I_a) \right] \frac{\pi^2}{L_\theta^2} \quad (3-5)$$

$$N_{fi,Rd} = \sum (A_s \sigma_{s,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum (A_c \sigma_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} + \sum (A_a \sigma_{a,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} \quad (3-6)$$

$N_{fi,cr}$  est la charge critique de flambement d'Euler,  $N_{fi,Rd}$  la somme des forces internes de la section transversale complète,  $\sigma_{i,\theta}$  la contrainte dans le matériau  $i$  à la température  $\theta$ ,  $L_\theta$  la longueur de flambement de la colonne en situation d'incendie,  $E_{i,\theta}$  le module tangent déduit de la relation contrainte-déformation pour le matériau  $i$  à la température  $\theta$  et pour une contrainte  $\sigma_{i,\theta}$ ,  $I_i$  le moment d'inertie de la section du matériau  $i$  par rapport à l'axe principal d'inertie  $y$  ou  $z$  de la section mixte,  $A_i$  l'aire de la section transversale du matériau  $i$  et  $\gamma_{M,fi,i}$  le coefficient partiel de sécurité en situation d'incendie du matériau  $i$ .

Pour le calcul de  $N_{fi,Rd}$ , les valeurs finales retenues pour les coefficients partiels de sécurité en situation d'incendie sont :

$$\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = 1.0 \quad \text{et} \quad \gamma_{M,fi,c} = 1.3 \quad \text{selon l'annexe G de l'ENV 1994-1-2}$$

$$\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = \gamma_{M,fi,c} = 1.0 \quad \text{selon l'annexe H de l'EN 1994-1-2}$$

Il est à noter que les termes  $(E_{i,\theta} \cdot I_i)$  et  $(A_i \cdot \sigma_{i,\theta})$  doivent être calculés en sommant toutes les aires élémentaires avec le champ de température  $\theta$  après une durée de feu  $t$ . Les valeurs de  $E_{i,\theta}$  et  $\sigma_{i,\theta}$  à utiliser sont telles que les déformations en tous matériaux sont égales  $\varepsilon_s = \varepsilon_c = \varepsilon_a = \varepsilon$ ,  $\varepsilon$  étant la déformation axiale de la colonne entière et  $\varepsilon_i$  la déformation axiale du matériau  $i$  de la section transversale. En augmentant progressivement la déformation de la colonne, on calcule à chaque étape  $N_{fi,cr}$  et  $N_{fi,Rd}$  et la charge de ruine est obtenue lorsque l'égalité (3-7) est satisfaite :

$$N_{fi,cr} = N_{fi,Rd} \quad (3-7)$$

La **figure (3-1)** montre schématiquement le principe de détermination de la résistance axiale de calcul au flambement  $N_{fi,Rd}$  des profils creux en acier remplis de béton pour un champ de température  $\theta$  donné [1].

Dans le cas où la colonne est chargée excentriquement, pour tenir compte de l'effet du moment supplémentaire, les annexes G et H, respectivement de l'Eurocode 4 (ENV 1994-1-2) et l'Eurocode 4 (EN 1994-1-2), présentent une méthode fondée sur le concept général que des colonnes identiques auront la même durée de résistance au feu si elles sont soumises au même niveau de chargement ( $\eta_u$ ).

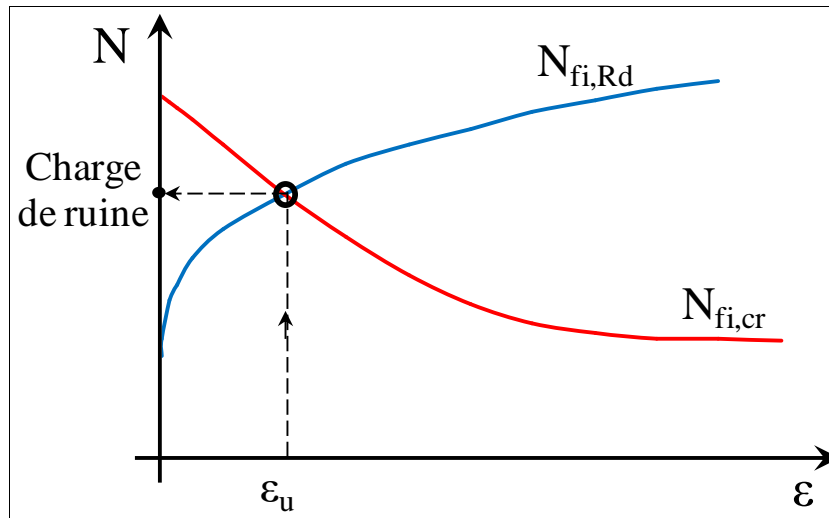


Figure (3-1) - Principe de détermination de la charge de ruine [1].

Cette méthode est basée sur une hypothèse conservatrice qu'il y a interaction linéaire entre la charge axiale et le moment de flexion. A partir de cela, il est possible de remplacer la charge réelle excentrée par une charge axiale équivalente  $N_{equ.}$ , majorée et centrée, donnée par l'équation (3-9) ci-après [41, 45].

Si en exprimant le niveau de chargement  $\eta_u$  par la relation (3-8) ci-après :

$$\eta_u = \frac{N_{equ.}}{N_{fi,Rd}} = \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + k \cdot \frac{M_{fi,Sd}}{M_{fi,Rd}} \quad (3-8)$$

alors la charge axiale équivalente peut être calculée par la relation (3-9).

$$N_{equ.} = N_{fi,Sd} \cdot \left[ 1 + k \cdot \left( \frac{M_{fi,Sd} / N_{fi,Sd}}{M_{fi,Rd} / N_{fi,Rd}} \right) \right] = N_{fi,Sd} \cdot \left( 1 + k \cdot \delta \cdot \frac{N_{fi,Rd}}{M_{fi,Rd}} \right) \quad (3-9)$$

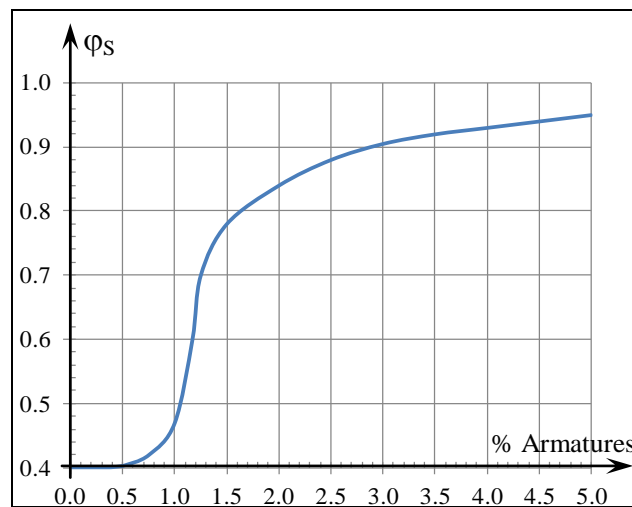
Avec

$$\delta = \frac{M_{fi,Sd}}{N_{fi,Sd}}$$

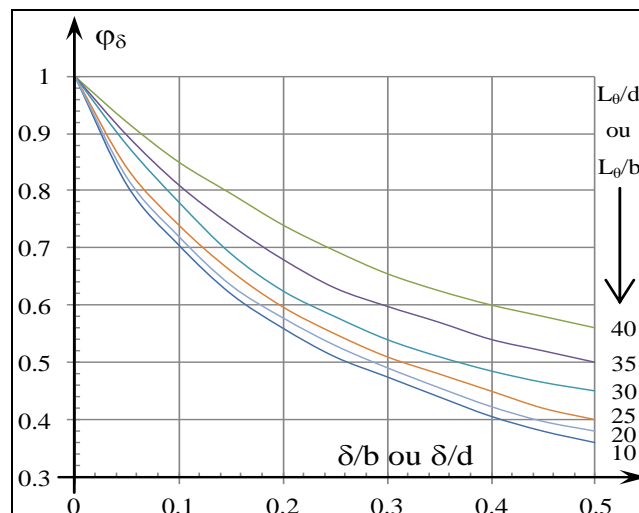
Les annexes G et H de l'Eurocode 4, respectivement l'ENV 1994-1-2 et l'EN 1994-1-2, proposent de calculer la charge équivalente  $N_{equ.}$  à l'aide de la relation (3-10) ci-après :

$$N_{equ.} = \frac{N_{fi,Sd}}{\varphi_s \cdot \varphi_\delta} \quad (3-10)$$

$N_{fi,Sd}$  représente la charge réelle excentrée,  $\varphi_s$  et  $\varphi_\delta$  deux facteurs de correction de la charge excentrée obtenus à partir des graphes des abaques des **figures (3-2)** et **(3-3)**. Le premier dépend du pourcentage d'armature de la section et le deuxième dépend de l'élanement réduit ( $L_\theta/d$  ou  $L_\theta/b$ ) de la colonne et de l'amplitude relative ( $\delta/d$  ou  $\delta/b$ ) du moment appliqué.  $\delta$  étant l'excentricité équivalente entre le moment fléchissant maximal aux extrémités du poteau et la charge axiale (**équation 3-4**) telle que ( $\delta \leq (b \text{ ou } h)/2$  ou  $\delta \leq d/2$ ) où ( $b$  et  $h$ ) et  $d$  sont respectivement les dimensions de la section transversale rectangulaire ou circulaire du profil creux en acier HSS. L'Eurocode 4 fixe une limite sur l'excentricité dans l'axe de flambement pour éviter que le moment de flexion en tête du poteau ne représente pas la sollicitation principale.



**Figure (3-2)** - Coefficient de correction  $\varphi_s$ .



**Figure (3-3)** - Coefficient de correction  $\varphi_\delta$ .

### 3.2.1.2 Environnement thermique de la méthode de l'annexe G de l'Eurocode 4 (ENV1994-1-2)

Pour les conditions de l'élévation de la température, elle est conforme à la courbe température-temps standard ISO834 avec une répartition homogène de la température le long de la hauteur de l'élément. Ceci suppose que toutes les sections transversales présentent les mêmes isothermes.

Lors de l'élévation de la température, la transmission du flux de chaleur à l'élément se fait par deux modes qui sont cumulatifs à savoir : une transmission par rayonnement  $\dot{h}_{net,r}$  et une transmission par convection  $\dot{h}_{net,c}$ . Le flux total net  $\dot{h}_{net}$  transmis à la surface de l'élément est donc donné par la relation suivante:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (3-11)$$

Des détails sur la transmission du flux sur les éléments en situation d'incendie sont développés dans le paragraphe 1.5 du chapitre 1.

Il est important de noter que dans les éléments en béton, en plus du transfert de chaleur par rayonnement et convection dont on vient de citer, il se produit d'autres transferts de masse provoqués par la migration de la vapeur d'eau lors de l'élévation de la température [1]. Le transfert de chaleur et le transfert de masse se superposent et donnent des équations différentielles couplées très complexe à résoudre. Dans la pratique, le transfert de masse est remplacé par une augmentation de la capacité thermique du béton au environ de 100°C pour tenir compte de l'évaporation de l'eau libre contenue dans le béton [1].

### 3.2.2 Stabilité au feu des poteaux non-protégés, en profils creux en acier, remplis de béton

(Annexe nationale française de l'eurocode 4 – EN 1994-1-2)

La méthode de l'annexe nationale française de l'Eurocode 4 - EN 1994-1-2 (Calcul des structures mixtes (acier + béton) - Partie 1.2 “ Règles générales – calcul du comportement au feu ”) permet de déterminer la résistance des poteaux non protégés en profils creux remplis de béton, carrés ou circulaires, soumis à une charge de compression centrée ou excentrée pour une durée d'exposition au feu normalisé donnée. Le modèle procède en deux étapes indépendantes : d'une part le calcul de la distribution des températures dans la section pour la durée d'exposition au feu considéré et d'autre part la détermination de la charge verticale de calcul au flambement pour le champ de température obtenu précédemment. Les températures au niveau de la section transversales sont obtenues par une procédure numérique basée sur la méthode des différences finies avec une discrétisation simple et régulière de la section transversale. Une fois la distribution des températures connue après un temps d'exposition au feu donné, le principe de la méthode consiste à déterminer la capacité portante du poteau à partir de la résistance plastique de la section mixte, corrigée par l'intermédiaire d'un coefficient pour prendre en compte le flambement des poteaux.

La méthode s'applique uniquement aux poteaux non protégés, chargés axialement ou avec une faible excentricité de charge  $\delta$  tel que  $(0,125 \leq \delta / b \text{ (ou } d) \leq 1)$  et exposés à un incendie conventionnel. Elle est limitée à un panel de poteaux carrés ou circulaires, de section transversale  $b$

(ou  $d$ ) comprise entre 100 et 610 mm ( $100 \text{ mm} \leq b$  (ou  $d$ )  $\leq 610 \text{ mm}$ ), de longueur de flambement  $\leq 30 \times b$  ou  $30 \times d$  et dans le cas où le béton est armé, le pourcentage des armatures doit être  $\geq 1\%$  et  $\leq 6\%$  tout en s'assurant que l'enrobage des armatures soit  $\geq 30 \text{ mm}$ . Enfin, la méthode n'autorise pas l'analyse des poteaux pour une stabilité au feu supérieure à 120 minutes. Conformément à l'EN 1994-1.2, la limite d'élasticité des aciers (tube et armatures) doit être conforme à l'EN 10210 ou à l'EN 10219 et la classe du béton doit être comprise entre C20/25 et C60/75.

Aussi, comme il a été précisé dans le paragraphe « résistance à froid des poteaux mixtes en profil creux en acier, rempli de béton », l'Eurocode 4 (EN 1994-1-1) admet que le voilement local du tube d'acier est négligeable si les dimensions du tube ( $b$  ou  $d$  et  $t$ ) respectent les conditions  $d/t \leq 90 \cdot (235/f_y)$  et  $b/t \leq 52 \cdot \sqrt{235/f_y}$  respectivement pour les sections circulaires et les sections carrées, conditions qui doivent déjà être respectées lors de la résistance à froid, à température ambiante.

La méthode est basée sur la limite supérieure de la conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton, spécifiée dans l'EN 1994-1-2, sur la valeur 0,7 actuellement recommandée pour l'émissivité  $\varepsilon_m$  relative à la surface des matériaux et sur les courbes « contrainte-déformation » du béton de l'Annexe B de l'EN 1994-1-2. Pour permettre le transfert des efforts dans le poteau et que ce transfert reste effectif en situation d'incendie, des détails constructifs appropriés en tête et pied de poteau ou au niveau des assemblages des poteaux continus doivent être respectés, notamment les recommandations données dans l'EN 1994-1-2 ainsi que dans CIDECT (Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire) Design Guide 4 "Design Guide for Structural Hollow Section Columns Exposed to Fire".

### 3.2.2.1 Calcul de la résistance axiale de flambement aux températures élevées sous charges axiales centrées

La valeur de calcul de la résistance axiale des poteaux mixtes en situation d'incendie,  $N_{fi,Rd}$ , est déterminée par la **relation (3-12)**.

$$N_{fi,Rd} = \chi^*(\bar{\lambda}_\theta) \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (3-12)$$

$N_{fi,pl,Rd}$  est la résistance plastique en compression axiale du poteau en situation d'incendie, donné par la **relation (3-13)** et  $\chi^*(\bar{\lambda}_\theta)$ , le coefficient de réduction qui relève de courbes de flambement différentes selon les valeurs de l'élançement réduit à température élevée des poteaux  $\bar{\lambda}_\theta$ , des dimensions de la section, du pourcentage d'armatures et de la résistance au feu.

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j \frac{(A_{a,j} \cdot f_{ay,\theta_j})}{\gamma_{M,f_i,a}} + \sum_k \frac{(A_{s,k} \cdot f_{sy,\theta_k})}{\gamma_{M,f_i,s}} + \sum_m \frac{(A_{c,m} \cdot f_{c,\theta_m})}{\gamma_{M,f_i,c}} \quad (3-13)$$

$A_i$  est l'aire de la section transversale du matériau  $i$ ,  $f_{ay,\theta}$ ,  $f_{sy,\theta}$  et  $f_{c,\theta}$  respectivement les résistances caractéristiques dépendant de la température de l'acier du profil creux, de l'acier des armatures et



du noyau béton,  $\gamma_{M,f_i,a}$ ,  $\gamma_{M,f_i,s}$  et  $\gamma_{M,f_i,c}$  respectivement les coefficients partiels de sécurité pour l'acier du profil creux, pour l'acier des armatures et pour le noyau béton.

Le coefficient de réduction au flambement  $\chi^*(\bar{\lambda}_\theta)$  relève d'une courbe différente selon que l'élançement réduit  $\bar{\lambda}_\theta$  est inférieur ou supérieur à l'élançement de transition  $\bar{\lambda}_{\theta,transition}$ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } \bar{\lambda}_\theta < \bar{\lambda}_{\theta,transition} & \chi^*(\bar{\lambda}_\theta) = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \\ \text{Pour } \bar{\lambda}_\theta \geq \bar{\lambda}_{\theta,transition} & \chi^*(\bar{\lambda}_\theta) = \beta(\bar{\lambda}_\theta)^{-\gamma} \end{array} \right. \quad (3-14)$$

Avec : 
$$\varphi = \frac{1}{2} (1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2)$$

$\alpha$  est un coefficient d'imperfection, fonction du temps et de la durée de stabilité au feu conformément au **tableau (3-2)**.  $\beta$  et  $\gamma$  paramètres, fonction de la nature du béton (armé ou non armé).

Pour un remplissage en béton non armé, les valeurs de  $\beta$  et  $\gamma$  sont donnés au **tableau (3-3)** en fonction du paramètre « (b ou d<sup>2</sup>)/e », où  $e$  désigne l'épaisseur du profil creux en acier et  $b$  ou  $d$  les dimensions de la section transversale du poteau respectivement, pour une section rectangulaire et circulaire.

Pour un remplissage en béton armé, les valeurs du coefficient  $\beta$  est donné par le **tableau (3-4)** en fonction de la durée de la stabilité au feu et pour le paramètre  $\gamma$ , ses valeurs sont lues à partir des **abaques des figures (3-4), (3-5) et (3-6)**, selon la durée de la résistance au feu R30, R60, R90 et R120, en fonction de  $b$  ou  $d$  et du % d'armature.

Résistance au feu	R30	R60	R90	R120
$\alpha$	0,21	0,265	0,34	0,34

**Tableau (3-2)** - Valeurs du coefficient d'imperfection  $\alpha$ .

$\frac{(b \text{ ou } d)^2}{e}$ (mm)	2500	5000	7500	10000	12500	15000	20000	25000	30000	40000	50000
$\beta$	0,78	0,69	0,60	0,51	0,43	0,40	0,36	0,32	0,28	0,20	0,12
$\gamma$	2,48	2,68	2,87	3,03	3,16	3,20	3,27	3,35	3,42	3,57	3,72

**Tableau (3-3)** - Valeurs des paramètres  $\beta$  et  $\gamma$ .

Résistance au feu	R30	R60	R90	R120
$\beta$	0,8	0,75	0,70	0,70

**Tableau (3-4)** - Valeurs du coefficient d'imperfection  $\beta$ .

Pour un profil creux en acier rempli de béton non armé, l'élançement réduit de transition  $\bar{\lambda}_{\theta,transition}$  est pris égal à 1.0 pour une résistance au feu de 30 minutes (R30) et à 1.35 pour une résistance au feu de 60 minutes (R60). Lorsque le tube est rempli de béton armé, les valeurs de  $\bar{\lambda}_{\theta,transition}$  sont données par l'abaque 4 de la **figure (3-7)**, en fonction de  $\gamma$  et de la durée de résistance au feu.

L'élançement réduit des poteaux est défini par la **relation (3-15)** suivante :

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}} \quad (3-15)$$

$N_{fi,pl,R}$  est la valeur de  $N_{fi,pl,Rd}$  lorsque les coefficients partiels de sécurité  $\gamma_{M,f_i,a}$ ,  $\gamma_{M,f_i,s}$  et  $\gamma_{M,f_i,c}$  des matériaux sont pris égaux à 1.0,  $N_{fi,cr}$  est la charge de flambement eulérienne calculée en fonction de la rigidité effective en flexion de la section mixte  $(EI)_{fi,eff}$  et la longueur de flambement  $L_{\theta}$  du poteau en situation d'incendie par la **relation (3-16)**.

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \frac{(EI)_{fi,eff}}{L_{\theta}^2} \quad (3-16)$$

La rigidité effective,  $(EI)_{fi,eff}$ , est déterminée à partir des modules d'élasticité des différents éléments (à la température élevée  $\theta$  correspondante) de la manière suivante (**relation (3-17)**) :

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \cdot E_{a,\theta_j} \cdot I_{a,j}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta_k} \cdot I_{s,k}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \cdot E_{c,\theta_m} \cdot I_{c,m}) \quad (3-17)$$

$E_{i,\theta}$  est la valeur caractéristique du module tangent à l'origine pour le matériau  $i$  à la température  $\theta$ ,  $I_i$  est le moment d'inertie de flexion du matériau  $i$  et  $\varphi_{i,\theta}$  est un coefficient de réduction relatif aux effets différentiels des contraintes thermiques. Pour le béton  $\varphi_{c,\theta} = 0.8$ , pour le profil creux en acier, le paramètre  $\varphi_{a,\theta}$  est donné par le **tableau (3-5)** en fonction des dimensions de la section  $b$  ou  $d$  et du temps de stabilité au feu, pour les barres d'armatures longitudinales, en fonction de l'enrobage  $u_s$  de la barre, distance minimale entre l'axe de la barre et la paroi interne du profil creux et indépendamment du temps de stabilité au feu, le coefficient  $\varphi_{s,\theta}$  est donné par le **tableau (3-6)**.

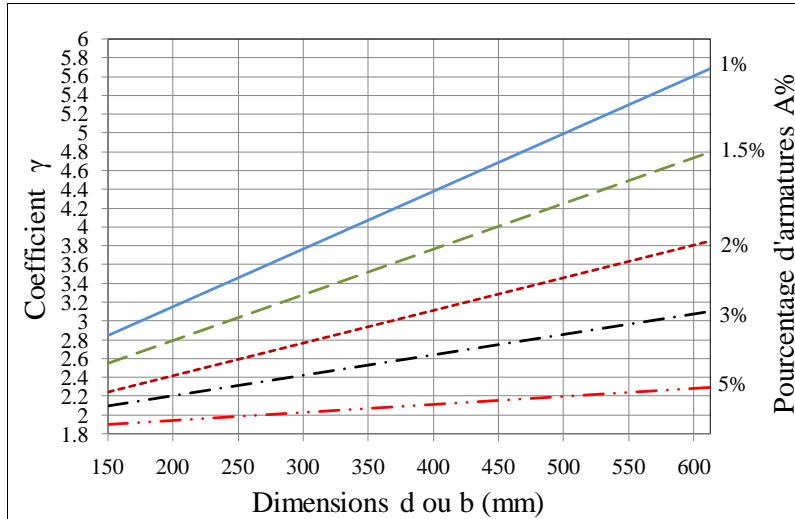


Figure (3-4) - Valeurs de  $\gamma$  pour la durée de résistance au feu R30 (Abaque 1).

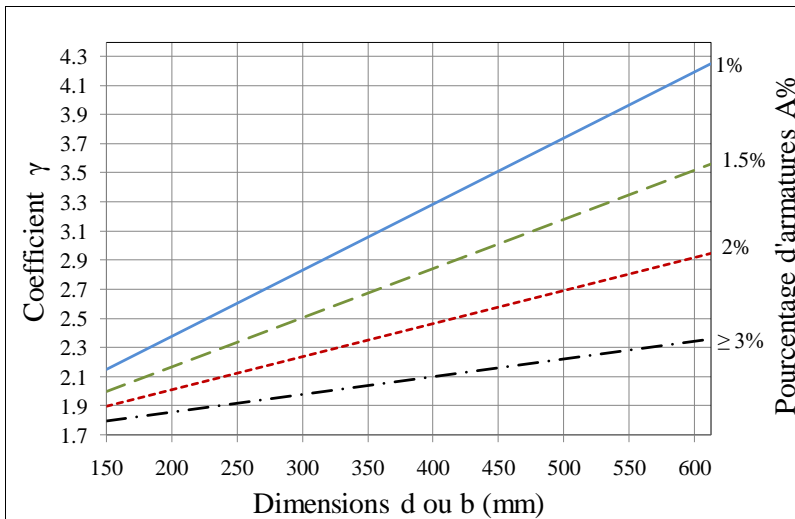


Figure (3-5) - Valeurs de  $\gamma$  pour la durée de résistance au feu R60 (Abaque 2).

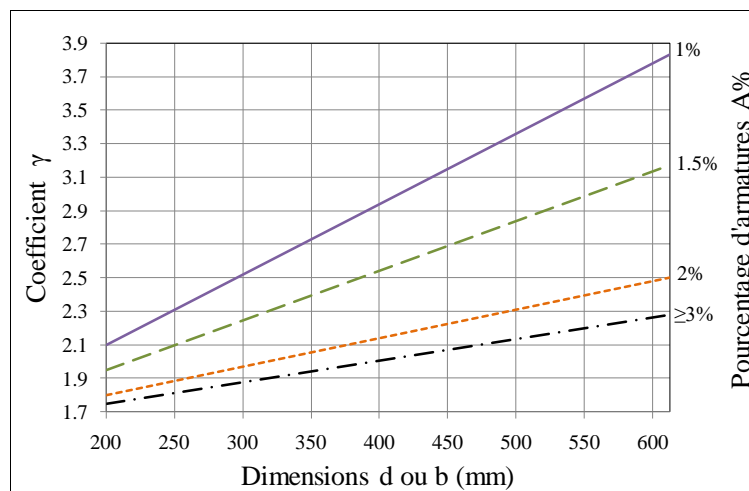


Figure (3-6) - Valeurs de  $\gamma$  pour des durées de résistance au feu R90 et R120 (Abaque 3).

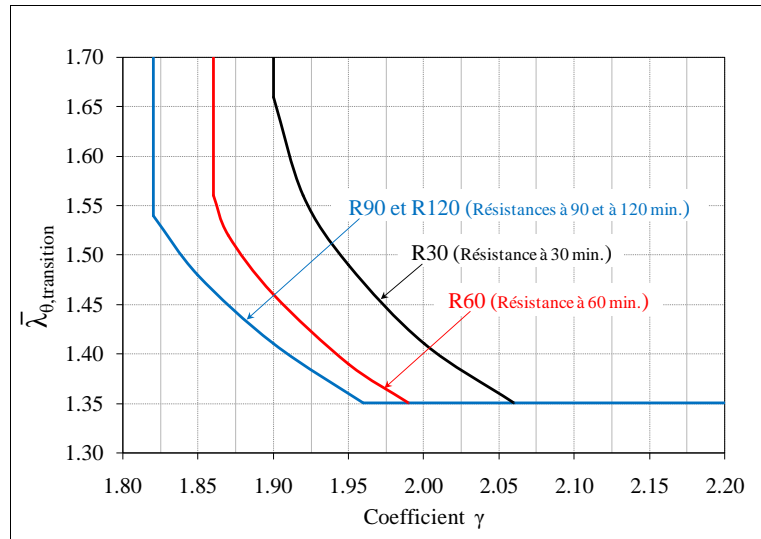


Figure (3-7) - Valeurs de l'élançement réduit de transition  $\bar{\lambda}_{\theta,transition}$  (Poteaux armés)(Abaque 4).

Résistance au feu	Dimension $b$ ou $d$ (mm)					
	100	150	200	250	350	500
	$\varphi_{a,\theta}$					
R30	0.30	0.23	0.15	0.15	0.15	0.15
R60	-	0.30	0.23	0.15	0.15	0.15
R90	-	-	0.30	0.20	0.15	0.15
R120	-	-	0.30	0.20	0.20	0.20

Tableau (3-5) - Valeurs de  $\varphi_{a,\theta}$

$u_s$ (mm)	30	40	50	60
$\varphi_{s,\theta}$	0.8	0.9	1.0	1.0

Tableau (3-6) - Valeurs de  $\varphi_{s,\theta}$

### 3.2.2.2 Cas des charges excentrées

La méthode de calcul s'applique au cas d'un poteau soumis à une charge de compression excentrée à chaque extrémité d'une valeur  $\delta$ , sous réserve que :

$$0,125 \times (b \text{ ou } d) \leq \delta \leq b \text{ ou } d$$

La valeur de calcul de la charge de flambement excentrée en situation d'incendie,  $N_{fi,Rd,\delta}$ , est donnée par l'expression :

$$N_{fi,Rd,\delta} = \phi \cdot N_{fi,Rd} \quad (3-18)$$

$N_{fi,Rd}$  est la valeur de calcul de la charge de flambement centrée et  $\phi$ , un coefficient déterminé au moyen de la relation suivante :

$$\phi = a_i + b_i (\bar{\lambda}_{\theta} - 1,35) \quad , \quad i=1,2 \quad (3-19)$$

où  $i = 1$  lorsque  $\bar{\lambda}_\theta < 1,35$   
 $i = 2$  lorsque  $\bar{\lambda}_\theta > 1,35$

Selon le cas, le coefficient  $\phi$ , dépend de l'excentricité  $\bar{\delta}$  de la charge appliquée au poteau, du pourcentage d'armatures longitudinales  $A\%$ , de l'élancement réduit du poteau  $\bar{\lambda}_\theta$  et de la durée de résistance au feu considérée R30, R60, R90 ou R120.

En fonction du pourcentage d'armature  $A\%$  et de l'excentricité relative  $\bar{\delta}$ , les valeurs des coefficients  $a_1$ , et  $b_1$  peuvent être déterminées à partir du **tableau (3-7)**. A partir du **tableau (3-8)**, on peut lire les valeurs du coefficient  $a_2$ , en fonction de trois paramètres : le pourcentage d'armature  $A\%$ , l'excentricité relative  $\bar{\delta}$  et la durée de la stabilité au feu considérée.

Excentricité relative $\bar{\delta}$	Pourcentage d'armature $A\%$							
	1 %		2 %		3 %		5 %	
	$a_1$	$b_1$	$a_1$	$b_1$	$a_1$	$b_1$	$a_1$	$b_1$
0,125	0,33	- 0,41	0,46	- 0,25	0,55	- 0,12	0,59	- 0,07
0,250	0,25	- 0,19	0,33	- 0,13	0,37	- 0,09	0,45	- 0,03
0,500	0,17	- 0,07	0,23	0,00	0,26	0,02	0,30	0,06
1,000	0,12	0,02	0,15	0,04	0,18	0,06	0,19	0,05

**Tableau (3-7)** - Valeurs des coefficients  $a_1$  et  $b_1$ .

Excentricité Relative $\bar{\delta}$	Pourcentage d'armature $A\%$							
	1 %		2 %		3 %		5 %	
	Durée de Résistance		Durée de Résistance		Durée de Résistance		Durée de Résistance	
	R30	R60 R90 R120	R30	R60 R90 R120	R30	R60 R90 R120	R30	R60 R90 R120
0,125	0,61	0,48	0,62	0,54	0,63	0,59	0,65	0,63
0,250	0,48	0,37	0,46	0,41	0,46	0,44	0,49	0,49
0,500	0,34	0,23	0,32	0,28	0,32	0,30	0,32	0,33
1,000	0,20	0,14	0,21	0,16	0,22	0,18	0,22	0,19

**Tableau (3-8)** - Valeurs du coefficient  $a_2$

Pour une résistance de la stabilité au feu et un pourcentage d'armature donnés, le coefficient  $b_2$  est calculé par la **relation (3-20)**, en fonction de la dimension  $b$  (ou  $d$ ) du profil creux :

$$b_2 = \omega_0 + \omega_1.b \text{ (ou } d) \tag{3-20}$$

Pour  $b$  (ou  $d$ ) exprimé en mètres, les valeurs des coefficients  $\omega_0$  et  $\omega_1$  sont données dans le **tableau (3-9)**, en fonction de la durée de la stabilité au feu considérée et du pourcentage d'armature  $A\%$ .

Résistance au Feu	Pourcentage d'armature %							
	1 %		2 %		3 %		5 %	
	$\omega_0$	$\omega_1$	$\omega_0$	$\omega_1$	$\omega_0$	$\omega_1$	$\omega_0$	$\omega_1$
R30	-0.23	4.69	-0.02	1.43	0.08	0.57	0.13	0.29
R60	0.00	1.37	0.02	0.74	0.06	0.43	0.05	0.69
R90	-0.04	1.23	0.06	0.37	0.07	0.30	0.05	0.50
R120	0,00	1.00	0.10	0.27	0.07	0.30	0.08	0.43

**Tableau (3-9)** - Valeurs des coefficients  $\omega_0$  et  $\omega_1$ .

Pour des pourcentages d'armature ou des excentricités autres que ceux indiqués dans les **tableaux (3-7), (3-8) et (3-9)**, mais restant dans les intervalles de variation de ces grandeurs, les coefficients  $a_1$ ,  $b_1$ ,  $a_2$  et  $b_2$  peuvent être déterminés par interpolation linéaire.

### 3.2.2.3 Distribution des températures

Pour le calcul du champ de température, on suppose que :

- Le poteau est exposé au feu normalisé ;
- Il n'y a pas de gradient thermique longitudinal dans le poteau ;
- Il n'y a pas de résistance thermique entre le profilé en acier et le noyau béton ;
- La température des armatures est celle du béton à la même position.

Le transfert de chaleur dans le noyau béton est régi par l'équation :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_c \frac{\partial \theta_c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda_c \frac{\partial \theta_c}{\partial y} \right) = \rho_c C_c \frac{\partial \theta_c}{\partial t} \quad (3-21)$$

$\rho_c$ ,  $C_c$  et  $\lambda_c$  sont respectivement, la masse volumique du béton, la chaleur spécifique du béton et la conductivité thermique du béton.

Le flux thermique transmis au poteau est exprimé à partir de la valeur de la température des gaz chauds, et est décomposé en la somme de deux flux distincts, à savoir une composante convective et une composante radiative :

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,r} + \dot{h}_{net,c} \quad (3-22)$$

Le flux de chaleur net radiatif, issu du bilan entre l'éclairement reçu par la surface exposée de l'élément et le flux radiatif émis par la surface de celui-ci, est défini par l'équation suivante :

$$\dot{h}_{net,r} = \phi \cdot \sigma_0 \cdot \varepsilon_{rm} \left[ (\theta_f + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (3-23)$$

$\phi$  est le facteur de forme ( $<1$ ). Selon l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2), le facteur de forme est fixé à 1. Le coefficient  $\varepsilon_m$  est l'émissivité de paroi qui dépend du type de matériau appliqué à la surface. Pour le profil creux en acier, selon l'Eurocode 4 (EN 1994-1-2), l'émissivité de paroi est égale à 0.7.  $\theta_f$  est la température du rayonnement à proximité de l'élément en °C,  $\theta_m$  est la température de surface de l'élément en °C et  $\sigma_0$  est la constante de BOLTZMANN égale à  $5.68 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$ .

Le flux de chaleur net convectif est déterminé par l'équation (3-24) ci-après :

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (3-24)$$

$\alpha_c$  est le coefficient de convection en  $\text{W/m}^2/\text{K}$ , fixé à  $25 \text{ W/m}^2/\text{K}$  comme recommandé dans l'Eurocode 1 (EN 1991-1-2),  $\theta_g$  la température des gaz à proximité de l'élément en °C et  $\theta_m$  la température de surface de l'élément en °C.

### 3.2.3 Résistance au feu des poteaux mixtes en profil creux en acier, remplis de béton, selon la méthode de KODUR

Dans les années 90, au Canada, le Laboratoire National d'Incendie NFL (National Fire Laboratory), et le Conseil National de Recherches du Canada NRCC (National Research Council Canada) ont élaboré des directives pour la conception simplifiée des colonnes en profil creux en acier (HSS) remplis de béton. Des études expérimentales et théoriques, à l'aide de modèles informatiques, ont été menées pour étudier l'influence du béton de remplissage sur la résistance au feu et sur la capacité de charge des poteaux tubulaires (HSS). Cinquante-huit colonnes (HSS) remplies de béton exposées au feu ont été testées jusqu'à la rupture [47, 48, 49].

La majorité des poteaux tubulaires testés ont été soumis à des chargements centrés, seuls trois colonnes ont été sollicitées par des charges excentrées. Pour ce qui est des conditions d'appuis, La plupart des colonnes ont été testés dans des appuis fixes aux extrémités. Ces caractéristiques sont importantes pour le développement des formules et pour l'analyse des résultats donnés par cette méthode.

Des modèles informatiques ont également été développés pour prédire le comportement au feu des colonnes HSS remplies de béton, certains pour les sections circulaires et d'autres pour les sections carrées [50]. Ils ont été utilisés pour effectuer des études paramétriques détaillées afin de générer une plus grande quantité de données.

Les résultats de l'étude paramétrique montrent que les paramètres les plus importants qui déterminent la résistance au feu des poteaux tubulaires remplis de béton sont: le chargement sur la colonne, la section transversale, la longueur de la colonne, la résistance et le type de granulat du béton, l'enrobage, le type et le pourcentage des armatures.

Basée sur la relation entre la résistance au feu et les paramètres ci-dessus, l'évaluation de la résistance au feu d'une colonne HSS rempli de béton soumis à une charge axiale a été établie de façon empirique. A partir de cela, deux relations (équations (3-25) et (3-26)) ont été réarrangées, très pratique pour les concepteurs, permettant respectivement de calculer le degré de résistance au feu en minutes et l'effort de compression axiale en KN. Cependant l'application de ces formules est conditionnée à des restrictions sur certains paramètres.

$$R = f_1 \frac{(f'_c + 20)}{(KL - 1000)} D^2 \sqrt{\frac{D}{C}} \quad (3-25)$$

$$C \leq C_{\max} = \left[ \frac{f_1^2 (f'_c + 20)^2}{R^2 (KL - 1000)^2} D^5 \right] \quad (3-26)$$

Dans les **relations (3-25) et (3-26)**,  $R$  est le degré de résistance au feu en minute,  $C$  l'effort de compression axiale dû aux charges et surcharges, sans coefficients de pondération, en KN,  $D$  la dimension extérieure de la section transversale de la colonne en profil creux HSS circulaire ou carré en mm,  $KL$  la longueur de flambement de la colonne comme définie dans la norme canadienne CAN/CSA-S16.1, en mm,  $f'_c$  la résistance à la compression du béton à 28 jours en MPa conformément à la norme canadienne CSA A23.3-94 [51] et  $f_1$  une constante qui tient compte du type de granulats du béton et de la section transversale du profil creux HSS. Le **tableau (3-10)** donne les valeurs de  $f_1$ .

$C_{\max}$  doit être inférieur à  $C'_r$  pour les colonnes remplies de béton non armé et à  $1.7C'_r$  pour celles remplies de béton armé.  $C'_r$  étant la résistance pondérée à la compression du noyau béton non armé, calculé conformément à l'article 18.4 de la norme canadienne CAN/CSA S16.1-94 [52] par l'équation (3-27) ci-après :

$$C'_r = 0.51 f'_c A_c \lambda_c^{-2} \left( \sqrt{1 + 0.25 \lambda_c^{-4}} - 0.5 \lambda_c^{-2} \right) \quad (3-27)$$

avec

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_c} \sqrt{\frac{f'_c}{\pi^2 E_c}}$$

et

$$E_c = 2500 \left( 1 + \frac{S}{T} \right) \sqrt{f'_c}$$

$\lambda_c$  est l'élanement Eulérien du noyau béton non armé,  $A_c$  la section du noyau béton en mm<sup>2</sup>,  $r_c$  le rayon de giration de la section du noyau béton en mm,  $E_c$  le module élastique initial du béton, supposé de densité normale,  $S$  est la charge à court terme et  $T$ , la charge totale appliquée sur le poteau avec  $S/T=0,25$ . Dans cette méthode, les effets du confinement sont négligés.

Afin de permettre l'évaporation des vapeurs d'eau lors d'un incendie, les profils creux en acier doivent être munis de deux trous de ventilation libre, de diamètre minimal de 12,7mm aux extrémités du poteau et à chaque plancher intermédiaire. Ces trous doivent être situés à 150 mm d'une plaque d'assise, d'une plaque de transfert ou d'une dalle de béton. Les paires de trous doivent être orientées de sorte que les paires voisines soient perpendiculaires [53]. La **figure (3-8)** montre schématiquement la position de ces trous.

Comme il a été précisé un peu plus haut, l'applicabilité de la méthode de KODUR est soumise à des restrictions sur certains paramètres. Le **tableau (3-11)** résume les limites de validité de cette méthode. Des détails supplémentaires sur les **relations (3-25), (3-26) et (3-27)** peuvent être consultés dans [50].



Nature du béton	Type de granulats	% d'armatures	Valeur de $f_1$	
			Colonnes	
			Circulaires	Circulaires
Béton non armé	Carbonatés	0	0.080	0.070
	Siliceux		0.070	0.060
Béton armé	Carbonatés	1.5 à 3	0.090	0.080
		3 à 5	0.095	0.085
Béton armé	Siliceux	1.5 à 3	0.080	0.070
		3 à 5	0.085	0.075

Tableau (3-10) - Valeurs du paramètre  $f_1$ .

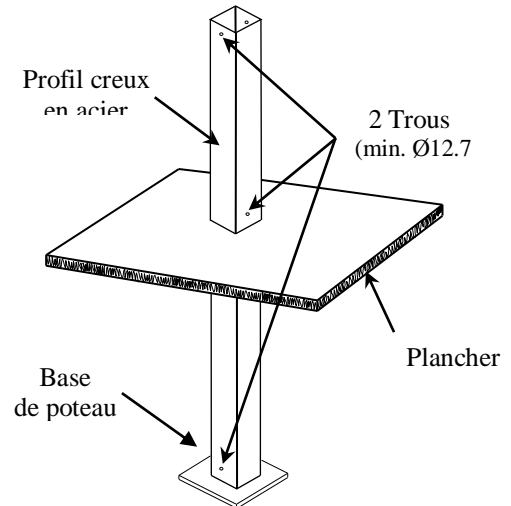


Figure (3-8) Emplacements des trous d'évaporation de vapeur d'eau.

Paramètres	Béton de remplissage	
	Non armé	Armé
$D$ (carré) (mm)	140 à 305	175 à 305
$D$ (circulaire) (mm)	140 à 410	165 à 410
% d'armatures	/	1.5% à 5% (*)
Enrobage armatures (mm)	/	25
$f_c'$ (MPa)	20 à 40	20 à 40
Résistance $R$ (minutes)	$\leq 120$	$\leq 180$
Longueurs de flambement $KL$ (mm)	2000 à 4000	2000 à 4500
Classe <sup>(+)</sup> de la section du tube d'acier	1, 2 ou 3	1, 2 ou 3

(\*) : Conformément à la norme canadienne CSA A23.3, des limites sont imposées sur le diamètre, le nombre et l'espacement des barres d'armatures longitudinales et transversales.  
 (+) : Conformément à la norme canadienne CAN/CSA-S16.1-94.

Tableau (3-11) - Limites de validité de la méthode KODUR.

### 3.2.4 Méthodes de calcul avancés

Selon l'Eurocode 4 (ENV1994-1-2 et EN19941-2), l'utilisation des modèles de calculs avancés pour la résistance au feu des structures mixtes acier béton nécessite le passage par trois étapes :

**1<sup>ère</sup> étape :** Choix du modèle d'action thermique permettant de déterminer la transmission thermique lors de l'échauffement de la structure. A cet effet, différentes relations température-temps peuvent être utilisées comme les courbes normalisées telles que la courbe internationale ISO 834 ou les courbes température-temps paramétrées d'un incendie réel caractérisé par une courbe d'échauffement et une courbe de refroidissement ;

**2<sup>ème</sup> étape** : Prise en compte d'un modèle de transfert thermique à partir duquel il est possible de déterminer l'évolution et la répartition en tout point des matériaux de la section transversale des éléments de la structure sollicitée à l'incendie. Durant cette étape, l'utilisation de la méthode des différences finies ou des éléments finis s'imposent avec la prise en compte des non linéarités des matériaux lors de l'élévation de la température. Bien sûr, la précision des résultats dépend fortement de la connaissance des modèles des caractéristiques thermo mécaniques des matériaux à température élevée. Pour ce qui est de la transmission de chaleur, les échanges de chaleur se font par rayonnement et convection entre les différents éléments et par conduction entre les différents matériaux acier et béton ;

**3<sup>ème</sup> étape** : Cette étape comprend le comportement mécanique de la structure étudiée dans le but de calculer la capacité portante de la structure au cours de l'incendie. L'étude du comportement mécanique fait appel à la méthode des éléments finis en utilisant le principe itérative jusqu'à l'obtention de la solution jugée acceptable.

L'avantage des méthodes de calculs avancés, c'est la possibilité de simuler toute une structure entière quelque soit ces dimensions et quelque soit le nombre de ces éléments, là ou il est impossible de les traiter dans des fours vu les dimensions limitées de ces derniers. De plus la mise au point d'une technologie informatique sophistiquée et puissante reste favorable pour le développement de logiciels de calculs de structures.

Actuellement, plusieurs codes de calculs numériques basés généralement sur la méthode des éléments finis existent et qui simulent parfaitement le comportement mécanique des structures en 2D et en 3D, aussi bien à froid qu'aux températures élevées. Bien sûr chacun de ces codes possède son champ d'application, ses hypothèses et ses limites.

Dans ce mémoire, nous allons nous intéresser au code de calcul informatique SAFIR, développé à l'Université de Liège en Belgique. Il est basé sur la méthode des éléments finis (éléments poutres, barres de treillis, coques, plaques) pour l'analyse mécanique des structures en deux et trois dimensions pour différents matériaux béton, acier, mixtes acier béton, bois aluminium avec comme bibliothèque les modèles thermo mécaniques des matériaux selon les différents Eurocodes.

## Chapitre 4

# ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS DU COMPORTEMENT AU FEU DES PROFILS CREUX EN ACIER REMPLIS DE BETON SELON LE CODE DE CALCUL NUMERIQUE SAFIR

### 4.1 INTRODUCTION

Le programme SAFIR est un logiciel de calculs numériques non linéaires, développé à l'université de Liège, pour la simulation du comportement des structures de bâtiments soumis au feu [54] mais il peut être aussi utilisé pour un calcul à température ambiante. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de faire des calculs de structures ou ces éléments peuvent être modélisés en deux et trois dimensions (calcul en 2D et 3D). Les éléments de la structure peuvent être des éléments poutres, coques, treillis, solides et autres. Les modèles de lois de comportement contraintes-déformations des matériaux sont intégrés dans les procédures de calculs tels que le béton, l'acier, l'aluminium, le bois et autres.

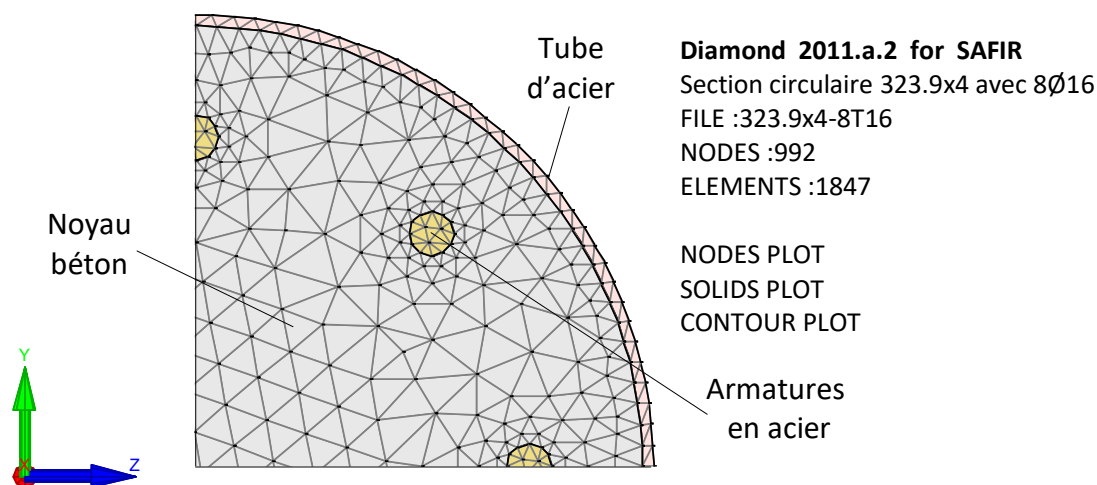
L'analyse des structures exposées au feu par le logiciel SAFIR comprend deux étapes. La première étape consiste à prédire la répartition de la température à l'intérieur des éléments de la structure, dite "analyse thermique". La seconde, appelée "analyse structurale", est réalisée en vue de déterminer la réponse mécanique de la structure due aux effets thermiques, car la charge est généralement supposée rester constante lors de l'incendie.

Dans l'analyse thermique, le feu est introduit sous forme de données, en matière d'une courbe donnant l'évolution de la température des gaz dans le compartiment d'incendie ou de l'évolution du flux net sur la surface de la structure.

Le champ de température transitoire dans un réseau donné est établi par une méthode des éléments finis. La conduction thermique est supposée être le mécanisme principal de transfert de chaleur dans la section du profil creux en acier et dans le béton de remplissage. La convection et le rayonnement agissent essentiellement comme le transfert de chaleur à partir de l'environnement de l'incendie vers l'extérieur du profil creux en acier. L'influence de l'humidité (supposée uniformément répartie dans le béton) est considérée par la modification de la chaleur spécifique.

La discrétisation des sections planes avec des formes différentes est possible en utilisant des éléments triangulaires et/ou quadrilatères. Pour chaque élément, le matériau peut être défini séparément et analysé à condition que ses propriétés mécaniques et thermiques à des températures élevées soient connues. Le maillage influe également sur l'analyse structurale, car la discrétisation utilisée est la même. L'intégration des contraintes longitudinales et de la rigidité de la section est basée sur le modèle de fibres. Chaque élément fini de l'analyse thermique, dont le type de matériau

et la température sont connus, est considéré comme une fibre. La **figure (4-1)** montre une section circulaire, en profil creux en acier rempli de béton armé avec 8 barres d'armatures, discrétisée en maillages triangulaires.



**Figure (4-1)** - Discrétisation (modélisation  $\frac{1}{4}$  de section) en maillages triangulaires. (Nombre de nœuds 992 et nombre d'éléments triangulaires 1847).

Pour l'analyse thermique, plusieurs logiciels existent permettant de discrétiser une section transversale de la plus simple à la plus complexe. Dans cette étude, le logiciel appelé GID a été utilisé et dont nous donnons un bref aperçu ci-après.

#### 4.2 INTERFACE GID (<http://gid.cimne.upc.es/>)

GID est un pré et post-processeur universel pour des simulations numériques, par la méthode des éléments finis, dans les domaines linéaires et non linéaires des problèmes d'ingénierie structurels. Il est exploité aussi dans le domaine de l'aéronautique, de l'aérospatiale et de l'ingénierie navale. La **figure (4-2)** montre l'interface graphique de GID.

Il est possible de réaliser des modélisations par éléments finis (éléments barres, plaques et autres) en utilisant divers types de maillages triangulaires et/ou quadrilatères. GID permet le transfert de données à un logiciel d'analyse, tel que SAFIR, ABAQUS et autres ainsi que la visualisation des résultats numériques. Il a été développé par Centre International pour les Méthodes Numériques en Ingénierie CIMNE (International Center for Numerical Methods in Engineering), organisme de recherche à Barcelone (Espagne).

#### 4.3 CAPACITES DE SAFIR

Le code de calcul SAFIR peut être utilisé pour réaliser trois types de calculs différents, à savoir, l'analyse thermique, l'analyse de torsion et l'analyse structurale. Concernant ces trois types d'analyse, les capacités du programme sont présentées comme suit.

##### 4.3.1 Capacités de l'analyse thermique

- Les sections planes ainsi que les structures tridimensionnelles peuvent être analysés ;

- Les sections planes sont discrétisées en éléments triangulaires et/ou quadrilatères (rectangulaires et non-rectangulaires), permettant ainsi la représentation, presque de toutes les formes de section transversale ;
- Les structures tridimensionnelles sont discrétisées par des éléments solides (prismatiques et non prismatiques) avec 6 ou 8 nœuds. Cela permet la représentation de pratiquement toutes les formes de structure ;
- La variation du matériau d'un élément à un autre est possible ;
- La température du feu est définie comme étant une fonction du temps. Elle peut être soit les courbes standards, prédéfinies dans des codes et règlements telles que les courbes ISO 834, ASTM E119, ULC S-101 et autres, ou toute autre courbe à travers laquelle on peut introduire les points de données températures-temps ;
- Les phases de refroidissement peuvent être envisagées ;
- La variation des propriétés des matériaux en fonction de la température, ainsi que l'évaporation de l'humidité, peuvent être envisagées ;
- La performance thermique des matériaux tels que l'acier, le béton armé et les sections mixtes acier-béton, peut être analysée. D'autres types de matériaux peuvent également être analysés si leurs propriétés physiques à des températures élevées sont connues.

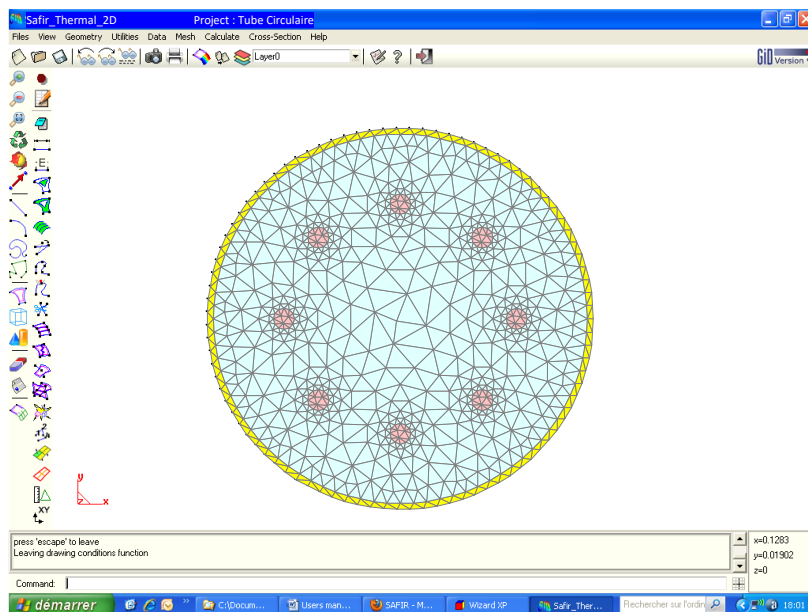


Figure (4-2) - Interface graphique de GID.

#### 4.3.2 Capacités de l'analyse de torsion

- Toutes les formes de section transversale peuvent être presque représentées ;
- A la température ambiante, les matériaux sont considérés comme étant dans la phase élastique. L'utilisateur peut ajuster la rigidité de torsion obtenue afin de tenir compte d'une augmentation de la température au cours de l'incendie. Cette rigidité reste constante au cours de la simulation du comportement de la structure.

### 4.3.3 Capacités de l'analyse structurale de torsion

- Les structures planes ou en 3-D peuvent être analysées ;
- La structure est discrétisée à l'aide de trois types d'éléments différents: l'élément en treillis, composé d'un seul matériau avec une température uniforme par élément; l'élément poutre, qui peut être, soit en acier, soit en béton armé, soit en section mixte acier-béton; et l'élément coque ;
- Les grands déplacements sont pris en compte dans les éléments en treillis, en poutre et en coque ;
- Les effets de déformations thermiques peuvent être pris en compte ;
- Les propriétés des matériaux sont non-linéairement dépendantes à la température ;
- La branche de déchargement du matériau est parallèle à celle du chargement élastique ;
- L'échec local d'un élément structural qui ne compromet pas la sécurité de l'ensemble de la structure peut être traité par une analyse dynamique ;
- Les coordonnées des nœuds peuvent être introduits dans un système d'axes cartésien ou cylindrique ;
- Les déplacements imposés peuvent être introduits ;
- Les structures avec des appuis extérieurs inclinés d'un angle, par rapport aux axes globaux, peuvent être analysés ;
- Les contraintes résiduelles (déformations initiales) peuvent être prises en compte ;
- Les structures précontraintes peuvent être analysées.

Une adaptation automatique du pas de temps est possible et le calcul structural continue jusqu'à la rupture.

### 4.4 APPROCHE NUMERIQUE DE L'ANALYSE THERMIQUE

La température est supposé uniforme le long de la hauteur de l'élément et l'analyse thermique se réduit donc à un problème à deux dimensions. La distribution de température dans une section quelconque est déterminée par l'équation de la conductivité thermique de Fourier:

$$k \cdot \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4-1)$$

$k$  est la conductivité thermique du matériau,  $T$  la température,  $Q$  la quantité de chaleur générée dans le matériau par unité de volume,  $\rho$  la densité,  $c$  la capacité thermique,  $t$  le temps et  $x, y$  sont les coordonnées de position.

Le champ de température, dans un réseau donné, est établi par une méthode des éléments finis avec un procédé d'intégration de pas de temps. Dans une section, il est supposé que la conduction est le principal mécanisme de transfert dans les différents matériaux, par exemple, dans la section du profil creux en acier et le noyau de béton pour une section mixte acier-béton.

Lors d'un incendie, la convection et le rayonnement agissent principalement pour assurer le transfert de la chaleur du milieu de l'environnement de l'incendie vers la paroi externe de la section (acier, dans le cas d'une section en profil creux en acier remplie de béton). Concernant l'influence de l'humidité, pour simplifier le problème, il est supposé qu'elle est complètement évaporée. Le calcul des températures dans le noyau béton est donc fait en supposant que ce dernier est complètement sec.

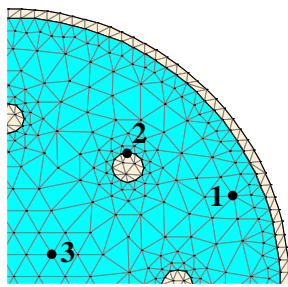
Pour ce qui est de la discrétisation de la section transversale, on peut adopter, soit les mêmes éléments pour tous les matériaux (triangulaires ou quadrilatères), soit des éléments différents (triangulaires et quadrilatères) tout en considérant la possibilité d'exploiter la symétrie de la section, si elle existe, ce qui diminue le nombre d'éléments discrétisés (voir **figure 4-1**).

A propos de l'influence du nombre d'éléments discrétisés sur les résultats de l'analyse thermique, une étude comparative a été faite sur une section circulaire en tube d'acier de 219.1x6.3 rempli de béton armé avec 8 barres de diamètre Ø12 et 3 types de maillages ont été pris en compte (voir **tableau (4-1)**, **figures (4-3) et (4-4)**). La **figure (4-4)** montre les trois types de maillages adoptés sur un quart de section avec la prise en compte de trois nœuds 1, 2 et 3 sensiblement ayant les mêmes coordonnées. Il ressort de cette étude, que les températures calculées en ces nœuds, pour les trois types de discrétisations (voir **figure 4-3**) sont exactement les mêmes pour les nœuds 2 et 3 et sensiblement les mêmes pour le nœud 1 avec une différence pouvant atteindre les 20% entre le maillage type 2 et les maillages types 1 et 3. Cette différence n'a pas d'influence sur le calcul de la charge de ruine à températures élevées.

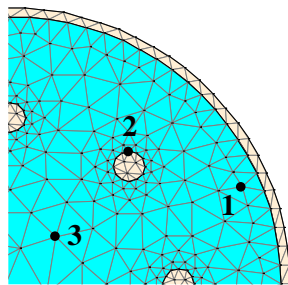
#### 4.5 APPROCHE NUMERIQUE DE L'ANALYSE STRUCTURALE

L'analyse structurale consiste à déterminer les positions successives d'équilibre jusqu'à l'effondrement. Les principales caractéristiques de l'approche numérique sont décrites ci-après:

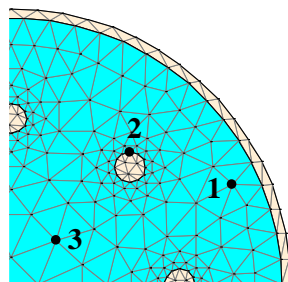
- le déplacement de la ligne de nœuds est décrit par les déplacements de trois nœuds, deux nœuds à chaque extrémité de l'élément supportant deux translations et une rotation plus un nœud à mi-longueur supportant une partie non linéaire du déplacement longitudinal;
- le déplacement longitudinal de la ligne de nœud est une fonction de deuxième degré puissance de second ordre de la coordonnée longitudinale.
- le déplacement transversal de la ligne de nœud est une fonction du troisième degré la puissance du troisième ordre de la coordonnée longitudinale;
- l'hypothèse de Bernoulli est prise en compte;
- l'hypothèse de Von Karman est applicable (cas de petites déformations);
- les intégrations longitudinales sont calculées numériquement en utilisant la méthode de Gauss;
- l'intégration des contraintes longitudinales et la rigidité de la section est basée sur le modèle de la fibre (la section est supposée être constituée d'un certain nombre de fibres parallèles);
- l'effet de la dilatation thermique de l'acier et du béton est pris en compte dans les modèles de comportement.
- la discrétisation utilisée pour l'analyse structurale est la même que celle utilisée pour l'analyse thermique. Chaque élément fini de l'analyse thermique, dont le type de matériau et la température sont connus, est considérée comme une fibre.



Maillage type (1)



Maillage type (2)



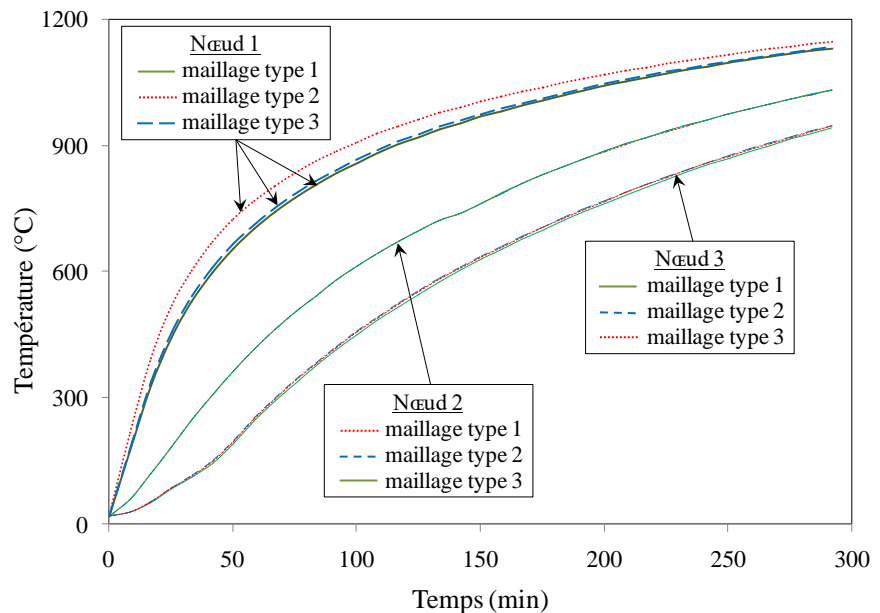
Maillage type (3)

**Figure (4-3)** - Positions des nœuds 1, 2 et 3.

Maillage type	Section circulaire en tube d'acier 219.1x6.3 rempli de béton armé avec 8Ø12	
	Nombre d'éléments triangulaires	Nombre de nœuds
(1)	1806	972
(2)	1385	739
(3)	1250	660

\* Assimilées à des polygones à 12 côtés.

**Tableau (4-1)** - Nombre d'éléments et de nœuds pour les types de maillages (1), (2) et (3).



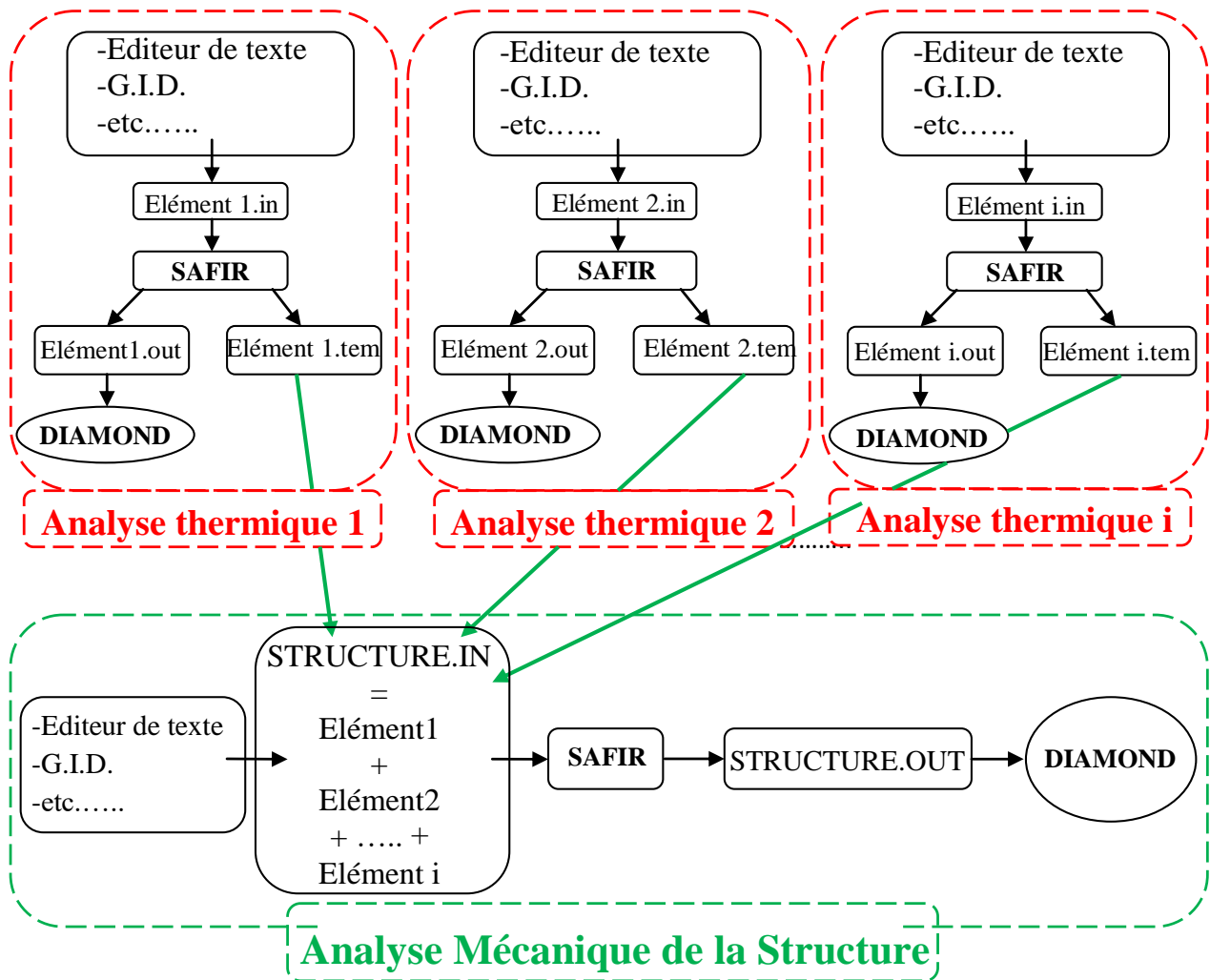
**Figure (4-4)** - Températures en fonction du type de maillage.

La **figure (4-5)** montre une représentation schématique d'une analyse mécanique d'une structure selon le code de calcul SAFIR.

#### 4.6 MODELES DES FICHIERS POUR LES ANALYSES THERMIQUES ET STRUCTURALES

Les paragraphes 4.6.1 et 4.6.2 donnent un aperçu sur les modèles de fichiers données pour les analyses thermiques et structurales selon SAFIR. De même, quelques types de graphes représentant les résultats obtenus par le code SAFIR avec l'interface DIAMOND.





**Figure (4-5)** - Représentation schématique d'une analyse mécanique d'une structure par le code de calcul SAFIR.

#### 4.6.1 Analyse thermique

Le listing représenté sur la **figure (4-6)** représente le modèle de fichier d'analyse thermique adopté par le code de calcul SAFIR.

La **figure (4-7)** montre une section circulaire en profil creux en acier remplie de béton armé avec 8 barres d'armatures discrétisée en maillages triangulaires selon GID et la **figure (4-8)** des isothermes sur la même section après 3 heures d'échauffement sous un feu standard ISO appliqué sur toutes les faces externes de la section..

```

Section Circulaire en 219.1x3.6 rempli de béton
armé avec 8T12 sous un FEU ISO sur 4 FACES
(ex : Poteau central)
Input-File for SAFIR2007

Safir_Thermal_Analysis
Mesh_from_GID-Mesher
NNODE    1005
NDIM     2
NDDLMAX  1
  FROM   1 TO 1005 STEP 1  NDDL  1
END_NDDL
TEMPERAT
  TETA    0.9
  TINITIAL 20.0
MAKE.TEM
RENUMGEO  1
NMAT 3
ELEMENTS
  SOLID   1918
  NG      2
  NVOID   0
END_ELEM
NODES
  NODE 1    0.0000 -0.1095
  NODE 2    -0.0038 -0.1059
  NODE 3     0.0038 -0.1059
  .
  .
  NODE 1002 -0.0152  0.1085
  NODE 1003  0.0076  0.1093
  NODE 1004 -0.0076  0.1093
  NODE 1005  0.0000  0.1095
NODELINE
  YC_ZC    0.0000  0.0000
FIXATIONS
END_FIX
NODOSOLID
  ELEM   1  342  318  332  0  1  0.
  ELEM   2  342  332  353  0  1  0.
  .
  .
  .
  .
  .
  .
  .

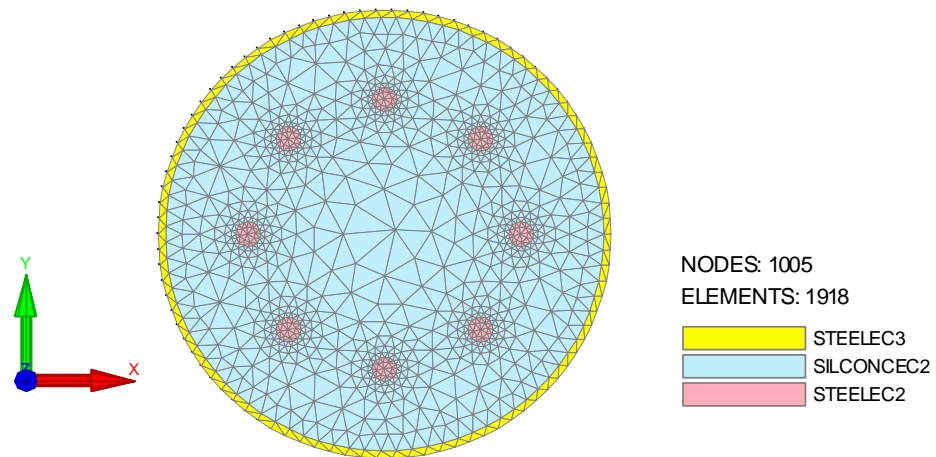
```

**Figure (4-6)** - Modèle fichier de l'analyse thermique selon SAFIR.

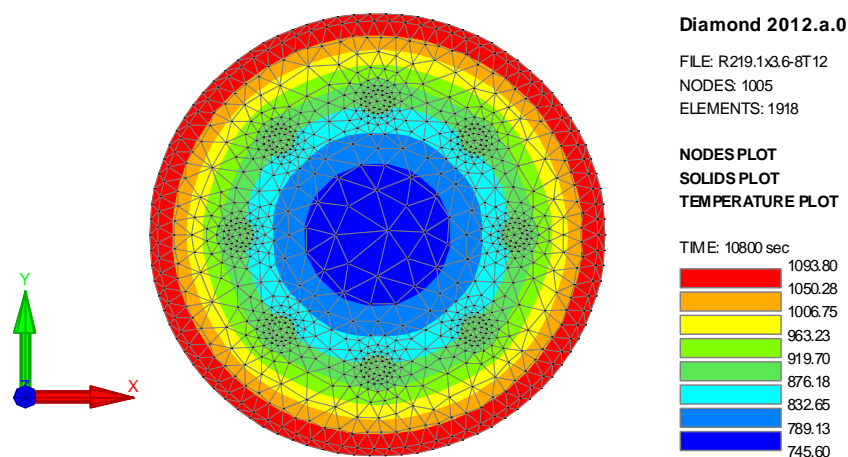
```
ELEM 177 359 353 371 0 1 0.
ELEM 178 279 266 283 0 2 0.
.
.
.
ELEM 179 280 286 300 0 2 0.
.
.
.
ELEM 1662 320 345 391 0 2 0.
ELEM 1914 227 249 236 0 3 0.
ELEM 1915 272 252 269 0 3 0.
.
.
.
ELEM 1918 207 212 236 0 3 0.
FRONTIER
F 52 FISO NO NO NO
F 166 FISO NO NO NO
F 158 FISO NO NO NO
.
.
.
F 174 FISO NO NO NO
F 152 FISO NO NO NO
F 53 NO NO FISO NO
END_FRONT

SYMMETRY
END_SYM
PRECISION 1.E-3
MATERIALS
STEELEC3
25. 9. 0.70
SILCONC_EN
2400. 46. 25. 9. 0.7 0.50
STEELEC2
25. 9. 0.70
TIME
1. 20.
10. 18000.
END_TIME
IMPRESSION
TIMEPRINT
1. 20.
10. 18000.
END_TIMEPR
PRINTDEPL
PRINTREACT
PRINTFHE
```

Figure (4-6) - Modèle fichier de l'analyse thermique selon SAFIR (suite).



**Figure (4-7) - Discretisation d’une section circulaire d’un profilé creux en acier rempli de béton armé par le logiciel GID.**



**Figure (4-8) - Isotherme d’une section circulaire après 3h d’échauffement sous un feu ISO 834.**

Le **tableau (4-2)** résume les descriptions des commandes utilisées dans le fichier d’analyse thermique selon le code de calcul SAFIR.

Pour les matériaux acier (STEELEC3 pour le tube et STEELEC2 pour les armatures), les coefficients de convection des surfaces chaudes et des surfaces froides ainsi que le coefficient d’émissivité relative sont donnés dans le **tableau (4-3)**. Pour le matériau béton (SILCONCEC2 selon la version provisoire de l’Eurocode 2 et SILCONC\_EN selon la version finale de l’Eurocode 2), les coefficients de convection des surfaces chaudes et des surfaces froides, le coefficient d’émissivité relative, la teneur en humidité et le coefficient de la conductivité thermique sont donnés dans les **tableaux (4-4) et (4-5)**.

NNODE:	Nombre de nœuds des éléments discrétisés ( $NNODE \geq 3$ ).
NDIM :	Nombre de dimensions du modèle. $NDIM=2$ pour les modèles 2D et $NDIM=3$ pour les modèles 3D.
TEMPERAT:	est utilisé pour un calcul thermique normale à partir de l'instant $t = 0$ jusqu'au temps $t$ défini par l'utilisateur.
TETA :	paramètre d'intégration de temps, $0 < TETA \leq 1$ (0.90 recommandé).
TINITIAL:	Température initiale de la structure à $t = 0$ , normalement considérée à 20°C.
MAKE.TEM:	Stocke la température moyenne des éléments pour une analyse structurelle ultérieure. La section analysée ici est la section transversale d'un élément.
NDDLMAX:	Degrés de liberté. $NDDLMAX=1$ pour une analyse thermique.
RENUMGEO:	Stratégie de renumérotation des équations par la méthode géométrique. Si $RENUMGEO=1$ , la renumérotation géométrique des équations commencera à partir du nœud 1. Si $RENUMGEO=0$ , la renumérotation commencera à partir de tous les nœuds, ce qui entrainera des calculs trop longs.
NMAT:	Nombre de matériaux utilisés dans la section de l'élément. Si deux ou plusieurs matériaux présentent la même loi de comportement mais des caractéristiques différentes, il faut les différencier par leurs noms comme par exemple S235 et S355 en acier.
ELEMENTS:	Partie concernant les éléments solides de la structure.
SOLID:	Nombre d'éléments solides dans la structure.
NG:	Nombre de points d'intégration dans chaque direction dans l'élément ( $1 \leq NG < 3$ ). $NG = 2$ est la valeur recommandée.
NVOID:	Nombre de vides internes dans la section. $NVOID=0$ s'il n'y a pas de vides.
NODES:	Partie concernant les nœuds des éléments solides de la structure.
NODE:	NODE doit être suivi de 3 chiffres. Le premier est entier et représente le numéro du nœud et les deux autres représentent les coordonnées cartésiennes du nœud x et y. Si le calcul est en 3D, NODE doit être suivi d'un quatrième chiffre qui représente la coordonnée z.
NODELINE:	Coordonnées globales de la ligne des nœuds.
YC_ZC:	Coordonnées globales de torsion.
FIXATIONS:	Spécifications des appuis et des déplacements imposés.
NODOFSOLID:	Partie concernant les éléments solides de la structure.

**Tableau (4-2)** - Description des commandes dans l'analyse thermique selon SAFIR.

ELEM:	ELEM doit être suivi de 7 nombres. Le premier représente le numéro de l'élément, les trois suivants représentent les numéros des nœuds de l'élément, le cinquième représente le nombre de génération (si aucune génération, le nombre doit être 0), le sixième représente le numéro du matériau et le dernier les contraintes résiduelles dans l'élément.
FRONTIER:	Partie concernant l'action du feu sur les faces de l'élément.
F:	Si F est suivi de "FISO NO NO NO" cela veut dire que la première face est exposée à un feu ISO et les autres faces ne sont pas exposées à un feu. FISO peut être remplacé par un autre type de feu ou par une fonction prédéfinie de feu comme par exemple un feu paramétré.
SYMMETRY:	Commande pour introduire l'effet de la symétrie de la section.
PRECISION:	Précision de calculs. Par exemple: 1.E-3.
MATERIALS:	Description des matériaux.
CMAT:	Nom du matériau. Les noms des matériaux admis peuvent être consultés dans le manuel d'utilisation du code de calcul SAFIR. Par exemple pour les profilés creux en acier remplis de béton armé, les noms des matériaux sont : STEELEC3 pour le tube d'acier, STEELEC2 pour les armatures et SILCONC_EN pour le béton siliceux selon l'Eurocode EN 1992-1-2. Le nombre de paramètres à introduire dépend du type du matériau, par exemple pour les aciers STEELEC3 et STEELEC2, ils doivent être suivi de 3 paramètres : le coefficient de convection des surfaces chaudes, le coefficient de convection des surfaces froides et l'émissivité relative. Pour le béton SILCONC_EN, 6 paramètres doivent être introduit : la masse spécifique en Kg/m <sup>3</sup> , la teneur en humidité en Kg/m <sup>3</sup> , le coefficient de convection des surfaces chaudes, le coefficient de convection des surfaces froides, l'émissivité relative et le paramètre de la conductivité thermique $\alpha$ avec $0 \leq \alpha \leq 1$ en concordance avec l'Eurocode EN1992-1-2.
IMPRESSION:	Partie concernant l'impression des résultats.
TIMEPRINT:	Temps d'impression des résultats désirés.
PRINTDEPL:	Impression des déplacements.
PRINTREACT:	Impression des réactions d'appuis.
PRINTFHE:	Impression des efforts et moments

**Tableau (4-2)** - Description des commandes dans l'analyse thermique selon SAFIR (suite).

Paramètres utilisés dans l'analyse thermique selon SAFIR pour les aciers STEELEC3 et STEELEC2			
Règlements	Coefficient convection surfaces chaudes	Coefficient convection surfaces froides	Emissivité relative
Eurocode 4 Version ENV 1994	25	9	$\epsilon_{résultante} = \epsilon_{parois} \times \epsilon_{feu} = 0.625 \times 0.8 = 0.5$
Eurocode 4 Version EN 1994	25	9	$\epsilon_{résultante} = \epsilon_{parois} \times \epsilon_{feu} = 0.70 \times 1.0 = 0.7$
Remarque: 1. La conductivité thermique, la chaleur spécifique et la masse spécifique sont prises de l'Eurocode 3 EN 1993-1-2. 2. ENV 1994 et EN 1994 sont respectivement les versions provisoires et finales de l'Eurocode 4.			

**Tableau (4-3).**

Paramètres utilisés dans l'analyse thermique selon SAFIR pour le béton SILCONCEC2				
Règlements	Teneur humidité (kg/m <sup>3</sup> )	Coefficient convection surfaces chaudes	Coefficient convection surfaces froides	Emissivité relative
Eurocode 4 Version ENV 1994	46	25	9	$\epsilon_{résultante} = \epsilon_{parois} \times \epsilon_{feu} = 0.7 \times 0.8 = 0.56$
Le béton SILCONCEC2 est un béton siliceux selon la version provisoire de l'Eurocode 4.				

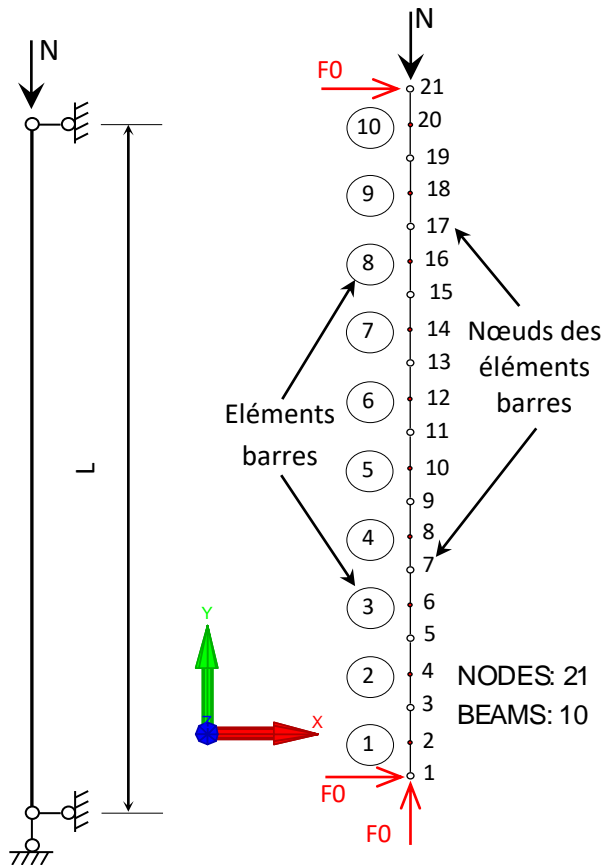
**Tableaux (4-4).**

Paramètres utilisés dans l'analyse thermique selon SAFIR pour le béton SILCONC_EN						
Règlements	Masse spécifique (kg/m <sup>3</sup> )	Teneur humidité (kg/m <sup>3</sup> )	Coefficient convection surfaces chaudes	Coefficient convection surfaces froides	Coefficient conductivité thermique $\alpha$	Emissivité relative
Eurocode 4 Version EN 1994	2400	46	25	9	0.5	$\epsilon_{résultante} = \epsilon_{parois} \times \epsilon_{feu} = 0.70 \times 1.0 = 0.7$
Le béton SILCONC_EN est un béton siliceux selon la version finale de l'Eurocode 4.						

**Tableaux (4-5).**

### 4.6.2 Analyse structurale

Le modèle de fichier d'analyse structurale adopté par le code de calcul SAFIR est comme représenté sur le listing de la **figure (4-9)**.



**Figure (4-9)**  
Colonne sollicitée  
à la compression axiale.

La **figure (4-9)** montre le schéma statique adopté d'une colonne de longueur  $L$  et sa discrétisation en 11 éléments barre avec 21 nœuds selon le code SAFIR.

Le **tableau (4-6)** résume les descriptions des commandes utilisées dans le fichier d'analyse structural selon le code de calcul SAFIR.

Pour le matériau béton (SILCONCEC2 selon la version provisoire de l'Eurocode 2 et SILCONC\_EN selon la version finale de l'Eurocode 2), les caractéristiques utilisées pour l'analyse structurale selon le code de calcul SAFIR sont regroupées au niveau des **tableaux (4-7) et (4-8)**.

Pour les matériaux acier (STEELEC3 pour le tube et STEELEC2 pour les armatures), les paramètres nécessaires pour l'analyse structurale selon le code SAFIR sont donnés dans le **tableau (4-9)**.

Les **figures (4-11), (4-12) et (4-13)** montrent des exemples de graphes obtenus par le code de calcul SAFIR représentant respectivement l'évolution de la température dans certains nœuds d'une section transversale en tube d'acier rempli de béton armé (nœud 1 : extérieur du tube d'acier, nœud 84 : centre de l'armature et nœud 353 : le centre du noyau béton), les déplacements longitudinaux et transversaux au niveau d'une colonne sollicitée à la compression axiale.



```
Section Circulaire en 219.1x3.6 rempli de béton
armé avec 8T12 sous un FEU ISO sur 4 FACES
(ex : Poteau central)
Input-File for SAFIR2007
Safir_Structural_Analysis

NPTTOT  8820
NNODE  21
NDIM  2
NDIMMATER  1
NDDLMAX  3
    FROM  1 TO  21 STEP  2 NDDL  3
    FROM  2 TO  20 STEP  2 NDDL  1
END_NDDL
STATIC  PURE_NR
NLOAD  1
OBLIQUE  0
COMEBACK  1.
LARGEUR11  2000
LARGEUR12  100
NORENUM
NMAT  3
ELEMENTS
    BEAM  10  1
    NG  2
NFIBER  1918
END_ELEM
NODES
    NODE  1  0.0000  0.000
    GNODE  3  0.0008  0.252
    GNODE  5  0.0015  0.504
    GNODE  7  0.0020  0.756
    GNODE  9  0.0024  1.008
    GNODE  11  0.0025  1.260
    GNODE  13  0.0024  1.512
    GNODE  15  0.0020  1.764
    GNODE  17  0.0015  2.016
    GNODE  19  0.0008  2.268
    GNODE  21  0.0000  2.520
```

**Figure (4-10)** - Modèle fichier Analyse Structurale selon SAFIR

```

FIXATIONS
  BLOCK   1  F0   F0   NO
  BLOCK  21  F0   NO   NO
END_FIX
NODOFBEAM
260x260x6.3-4T14.tem
TRANSLATE 1  1
TRANSLATE 2  2
TRANSLATE 3  3
END_TRANS
  ELEM   1   1   2   3   1
  GELEM 10 19 20 21  1  2
PRECISION 1.E-3
LOADS
FUNCTION  FLOAD
NODELOAD 21 0.0 -1500000.0  0.0
END_LOAD
MATERIALS
STEELEC3
  210.E9  0.3 370.0E6 1200. 0.0
SILCONC_EN
  0.2 39.5E6  0.0
STEELEC2
  210.E9  0.3 420.0E6 1200. 0.0
TIME
  1. 20.
 10. 18000.
END_TIME
LARGEDISPL
EPSTH
IMPRESSION
TIMEPRINT
  1. 20.
 10. 18000.
END_TIMEPR
PRINTMN
PRINTREACT
PRNSIGMABM  5  2
PRNSIGMABM  1  1
PRNSIGMABM 10  2
PRINTET  5  2
PRINTET  1  1
PRINTET 10  2

```

**Figure (4-10)** - Modèle fichier Analyse Structurale selon SAFIR (suite).

NPTTOT:	Nombre de points d'intégration dans la structure.
NNODE:	Nombre de nœuds de la structure (pour une colonne NNODE=10).
NDIM:	Nombre d'axes globaux, 2 pour les structures en 2-D et 3 pour les structures 3-D.
NDIMMATER:	Paramètre qui prend en compte la loi de comportement des matériaux utilisés dans la structure. NDIMMATER=1 si tous les matériaux utilisés ont une loi mécanique uni-axiale et NDIMMATER=2 si l'un des matériaux utilisés dans la structure a une loi mécanique bi-axiale.
NDDLMAX:	Nombre maximum de degrés de liberté par nœud. Dans une structure en 2-D, pour l'élément barre, NDDLMAX=3.
NDDL:	Nombre de degrés de liberté par nœud. Pour l'élément barre, NDDL=3 pour les nœuds extrêmes et NDDL=1 pour le nœud intermédiaire.
STATIC PURE_NR:	Partie concernant l'action statique des charges appliquées à la structure.
NLOAD:	Nombre de charges sur la structure. S'il existe une seule charge, NLOAD=1, s'il y a deux charges NLOAD=2 etc...
OBLIQUE:	Nombre de charges obliques appliquées à la structure. S'il n'existe aucune charge oblique OBLIQUE =0, s'il y a une charge oblique OBLIQUE =1 etc...
COMEBACK: ou NOCOMEBACK:	<p>Convergence strategy.</p> <p>Si NOCOMEBACK est choisie, la simulation est arrêtée au moment où la matrice de rigidité est négative.</p> <p>Si COMEBACK est choisie, chaque fois que la matrice de rigidité est négative, le temps est réinitialisation à zéro au dernier point de convergence et le redémarrage de la simulation se fera avec un pas de temps divisé par 2 et ainsi de suite. La simulation est arrêtée si le pas de temps est inférieur à une valeur minimale notée TIMESTEPMIN.</p>
LARGEUR11:	Longueur maximale de K11 dans la matrice de rigidité K.
LARGEUR12:	Largeur maximale de K12 dans la matrice de rigidité K.
NORENUM:	Stratégie de renumérotation. Pas de renumérotation des équations.

**Tableau (4-6)** - Description des commandes dans l'analyse structurale selon SAFIR.

NMAT:	Nombre de matériaux dans l'élément de la structure. Si deux ou plusieurs matériaux présentent la même loi de comportement mais des caractéristiques différentes, il faut les différencier par leurs noms comme par exemple S235 et S355 en acier.
ELEMENTS:	Partie concernant les éléments de la structure discrétisée. NBEAM est utilisé pour l'élément poutre, STRUSS et SHELL respectivement pour les éléments treillis et coques.
NBEAM:	Nombre d'éléments dans la structure.
NGEOBEAM:	Nombre des différents groupes de propriétés géométriques. Un groupe de propriétés géométriques comprend des éléments identiques du point de vue matériaux.
NG:	Nombre de points longitudinaux de l'intégration $NG \leq 2$ .
NFIBER:	Nombre de fibres longitudinales dans les éléments poutre (valeur maximale pour l'ensemble des différents groupes de propriétés géométriques).
NODES:	Partie concernant les coordonnées cartésiennes des nœuds des éléments discrétisés. Pour des coordonnées cylindriques, on remplace « NODES » par « NODES CYLINDRIC ». NODES doit être suivi de 3 paramètres : le numéro du nœud suivi de ses coordonnées respectivement selon les axes globaux x et y de la structure.
GNODE:	La commande GNODE est utilisée pour généraux tous les nœuds de l'élément structural par rapport au premier nœud.
FIXATIONS:	Spécifications des appuis et des déplacements imposés.
BLOCK:	La commande BLOCK sera suivi de quatre données : la première représente le numéro du nœud, et les trois autres respectivement le blocage du nœud selon les axes globaux x, y et z. Par exemple : « BLOCK 1 F0 F0 NO » veut dire : le nœud 1 de la structure est bloqué selon les directions x et y et la rotation est possible autour de l'axe z.
NODOFBEAM:	Partie concernant les éléments solides de la structure. La commande NODOFBEAM est suivi du nom du fichier résultat résultant de l'analyse thermique avec l'extension «.TEM».
TRANSLATE:	La commande TRANSLATE est utilisée pour préciser l'ordre des matériaux entre les fichiers de l'analyse thermique et l'analyse structurale. Par exemple «TRANSLATE 1 1» veut dire que le matériau n°1 cité dans l'analyse thermique est le même dans l'analyse structurale et «TRANSLATE 1 2» veut dire que le matériau n°1 cité dans l'analyse thermique est le matériau n°2 dans l'analyse structurale.

**Tableau (4-6)** - Description des commandes dans l'analyse structurale selon SAFIR (Suite 1).

ELEM:	La commande ELEM est suivit de 5 données. Par exemple: « ELEM 4 7 8 9 1 » veut dire : 4 est le numéro de l'élément de la structure, 7, 8 et 9 respectivement le premier, le deuxième et le troisième nœud de l'élément et 1 est le numéro du matériau de l'élément 4.
GELEM:	Pour éviter de citer tous les éléments, la commande « GELEM » est utilisé pour la génération des autres nœuds.
PRECISION:	Précision de calculs. Par exemple: 1.E-3.
LOADS:	Description des matériaux.
FUNCTION:	La commande « FUNCTION » est employée pour introduire le type de charges sollicitant la structure.
NODELOAD:	Pour la commande « NODELOAD » les charges sont appliquées au nœud de l'élément. Elle est suivit de 3 paramètres. Le premier représente le numéro du nœud sollicité par les charges, le deuxième la charge concentrée au nœud selon la direction de l'axe global X, le troisième la charge concentrée selon la direction globale Y et le troisième le moment de flexion concentré au nœud autour de l'axe global Z. Pour un chargement réparti, la commande est « DISTRBEAM ».
MATERIALS:	Partie concernant les caractéristiques des matériaux.
CMAT:	Nom du matériau. Les noms des matériaux admis peuvent être consultés dans le manuel d'utilisation du code de calcul SAFIR. Par exemple pour les profilés creux en acier remplis de béton armé, les noms des matériaux sont : STEELEC3 pour le tube d'acier, STEELEC2 pour les armatures et SILCONC_EN pour le béton siliceux selon l'Eurocode EN 1992-1-2. Le nombre de paramètres à introduire dépend du type du matériau, par exemple pour les aciers STEELEC3 et STEELEC2, ils doivent être suivi de 5 paramètres : le module d'élasticité longitudinal de l'acier, le coefficient de poisson, la limite élastique de l'acier, la température maximale pour un comportement réversible pendant le refroidissement et le taux de diminution de la limite d'élasticité résiduelle lorsque la température maximale a été atteinte. Pour le béton SILCONC_EN, 3 paramètres doivent être introduit : le coefficient de poisson, la contrainte de compression du béton à 28 jours et la contrainte de traction du béton. Pour le béton SILCONC_EC2, 4 paramètres seront précisés : le coefficient de poisson, la contrainte de compression du béton à 28 jours, la contrainte de traction du béton et le coefficient qui tient compte de la ductilité du béton avec une valeur recommandée égale à 0. Ce coefficient est $< 0$ pour un béton rigide et il est $> 0$ pour un béton ductile.

**Tableau (4-6)** - Description des commandes dans l'analyse structurale selon SAFIR (Suite 2).

LARGEDISPL:	Allongement thermique. - Si l'allongement thermique est pris en compte, la commande est : LARGEDISPL EPSTH Si l'allongement thermique n'est pas pris en compte, la commande est : LARGEDISPL NOEPSTH
IMPRESSION:	Partie concernant l'impression des résultats.
TIMEPRINT:	Temps d'impression des résultats.
PRINTREACT:	Impression des réactions d'appuis de la structure.
PRINTMN:	Impression des forces internes dans les éléments de poutres.
PRNSIGMABM:	Impression des contraintes dans les éléments de poutres. Par exemple « PRNSIGMABM 5 2 » : impression des contraintes dans l'élément 5 au point d'intégration 2.
PRINTET:	Impression des modules contraintes dans les éléments de poutres. Par exemple « PRINTET 10 1 » : impression du module tangent dans l'élément 10 au point d'intégration 1.  D'autres résultats peuvent aussi être imprimés comme les déplacements, les déformations et autres.

**Tableau (4-6)** - Description des commandes dans l'analyse structurale selon SAFIR (Suite 3).

Paramètres utilisés dans l'analyse structurale selon SAFIR pour le béton type SILCONC_EN		
Coefficient de Poisson	Contrainte de compression à 28j (N/m <sup>2</sup> )	Contrainte de traction (N/m <sup>2</sup> )
0.2	Selon le type de béton (C20/25, C25/30 ...)	0
$\varepsilon_{c1}$ : Coefficient qui tient compte de la ductilité du béton avec une valeur recommandée égale à 0. $\varepsilon_{c1}$ est < 0 pour un béton rigide et il est > 0 pour un béton très ductile.		

**Tableaux (4-7).**

Paramètres utilisés dans l'analyse structurale selon SAFIR pour le béton type SILCONCEC2			
Coefficient de Poisson	Contrainte de compression à 28j (N/m <sup>2</sup> )	Contrainte de traction (N/m <sup>2</sup> )	Coefficient $\epsilon_{c1}$
0.2	Selon le type de béton (C20/25, C25/30 ...)	0	0

$\epsilon_{c1}$ : Coefficient qui tient compte de la ductilité du béton avec une valeur recommandée égale à 0.  $\epsilon_{c1}$  est < 0 pour un béton rigide et il est > 0 pour un béton très ductile.

Tableaux (4-8).

Paramètres utilisés dans l'analyse structurale selon SAFIR pour les aciers STEELEC2 et STEELEC3				
Module de Young (N/m <sup>2</sup> )	Coefficient de Poisson	Limite d'élasticité $f_{sy}$ (N/m <sup>2</sup> )	Température Maximale pour un comportement réversible lors du refroidissement	Taux de diminution de la limite d'élasticité résiduelle lorsque la température maximale a été atteinte
210.10 <sup>9</sup>	0.3	Selon le type d'acier (S235, S355 ...)	1200	0

Tableau (4-9).

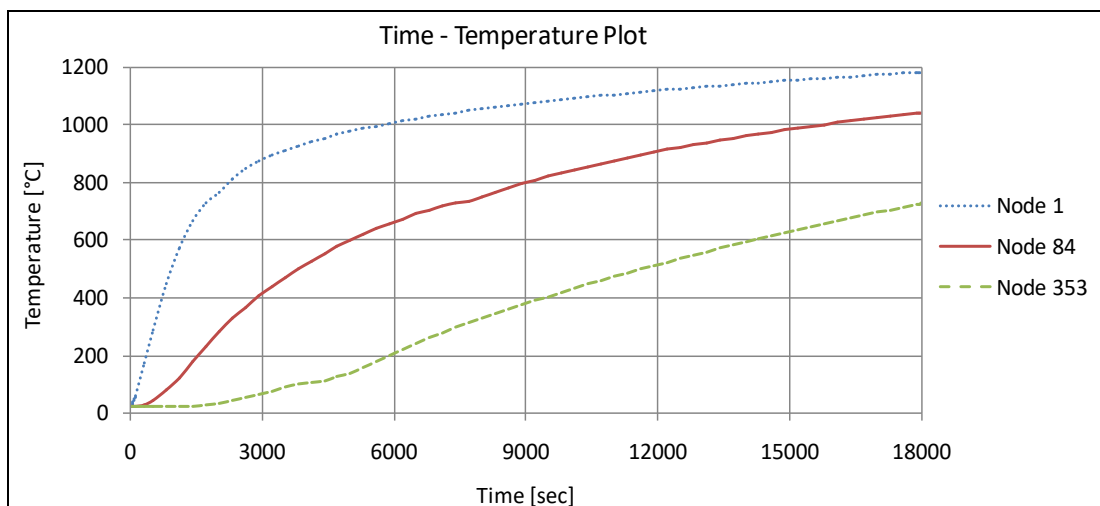
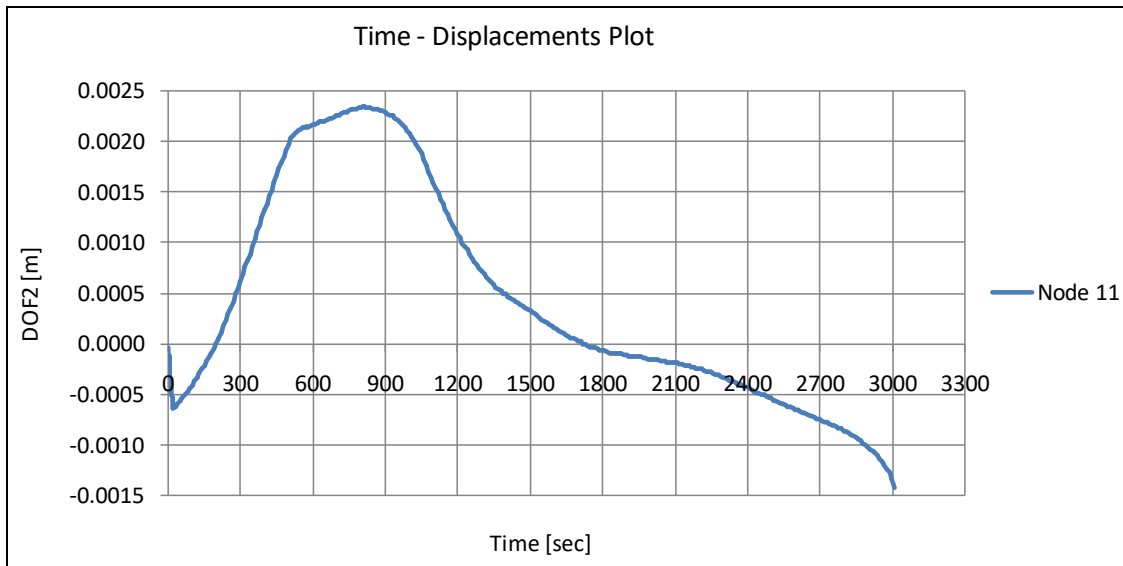
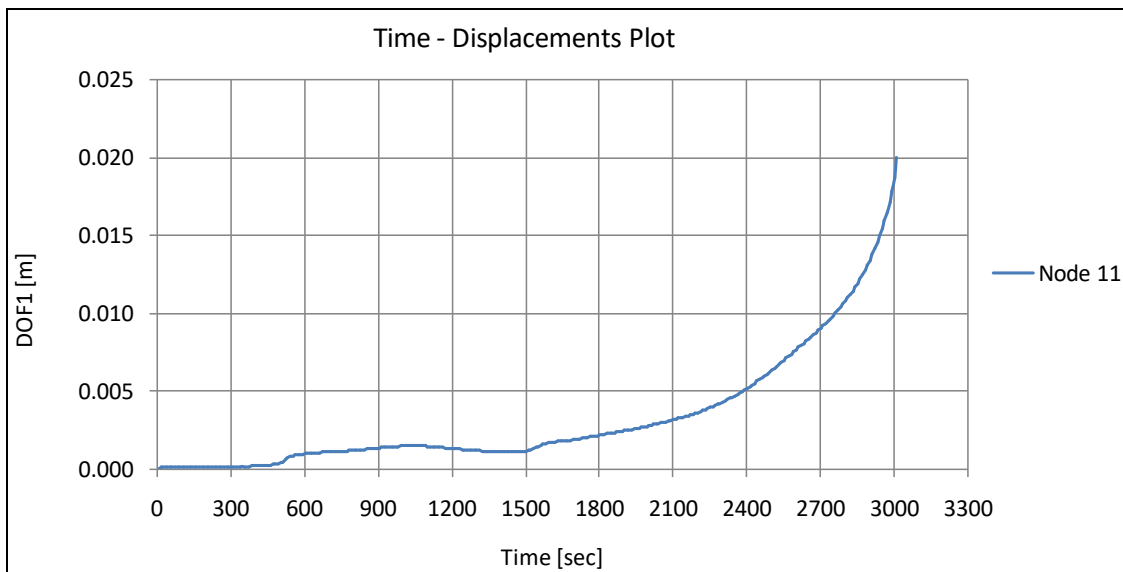


Figure (4-11) - Exemple de graphe d'évolution des températures dans quelques nœuds obtenus par SAFIR-DIAMOND.



**Figure (4-12)** - Exemple de graphe de déplacements longitudinaux obtenu par SAFIR-DIAMOND.



**Figure (4-13)** - Exemple de graphe de déplacements transversaux obtenu par SAFIR-DIAMOND.

D'autres informations sur le code de calcul SAFIR peuvent être consultées dans les références [55-57]. La validité du code SAFIR a été démontrée dans plusieurs travaux de recherches consacrés aux structures en acier, aux structures en béton et béton armé et aux structures mixtes, comme en témoignent les références [58-72].



## Chapitre 5

# ETUDES COMPARATIVES DES METHODES UTILISEES

Différentes comparaisons ont été faites entre les méthodes qui viennent d'être exposées dans les chapitres 3 et 4, et dans certains cas avec les résultats expérimentaux. On a essayé de donner autant que possible des arguments raisonnables pour expliquer les différences observées, mais parfois, il n'est pas facile de justifier les écarts entre les résultats. Dans un essai au feu standardisé, l'élément est soumis à une charge mécanique et à certaines autres conditions classiques (principalement thermique et physique) et la résistance au feu est obtenue sur la base de critères prescrits. Pour les ingénieurs de conception, deux problèmes peuvent survenir, le premier correspond à la conception de l'élément pour une valeur prescrite de la résistance au feu et le deuxième, c'est de vérifier la résistance au feu d'un élément existant d'une structure de bâtiment. Dans les comparaisons présentées ici deux procédures sont utilisées: comparaison de la charge admissible pour une résistance au feu prescrite et comparaison de la durée de résistance au feu pour une charge prévue.

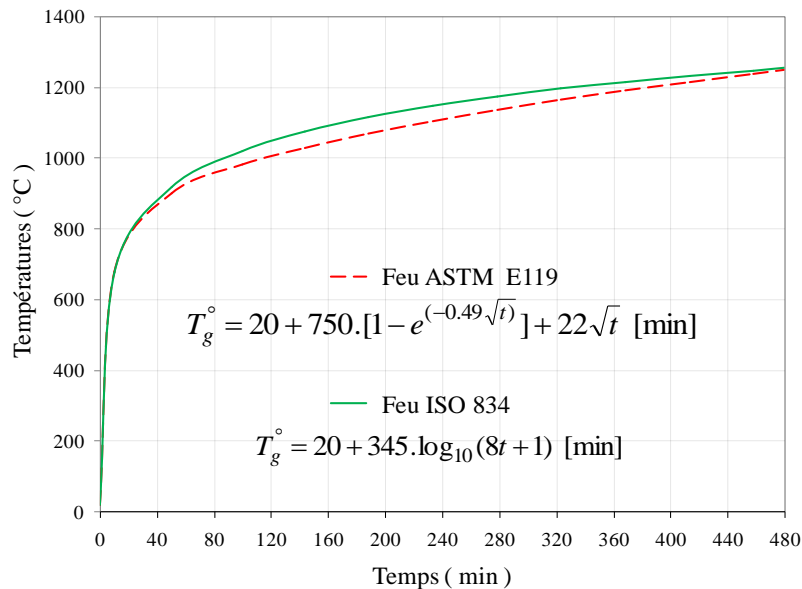
Pour les méthodes de calculs de résistance au feu données par l'eurocode 4, nous allons utiliser un programme informatique appelé POTFIRE développé par le CTICM en France à partir d'un modèle initialement développé en 1992 par COMETUBE. Il a été amélioré avec la collaboration du T.N.O. aux Pays-Bas. POTFIRE permet soit, d'évaluer la durée de résistance au feu des colonnes en profil creux en acier remplis de béton non protégés sous une charge de conception connue, soit d'évaluer leur charge de ruine après une durée d'échauffement sous un feu conventionnel ISO 834 [3]. Il traite les sections carrées, rectangulaires et circulaires sollicitées à la compression axiale et dans certains cas à une flexion composée uniaxiale. Trois versions de POTFIRE, à savoir V1.2, V2.0 et V3.0, ont été utilisés dans cette étude. Les deux premières sont basées sur le même principe de calcul, elles ne diffèrent que par les modèles des propriétés thermiques et mécaniques des matériaux. Les versions V1.2 et V2.0 sont fondées respectivement sur les règles de l'annexe G de l'ENV 1994-1-2 [45] et l'annexe H de l'EN 1994-1-2 [41] basées toutes les deux sur la méthode Guiaux-Janss [73] exposées dans le chapitre 3 (§ 3.2.1). Par contre, la version V3.0 est basée sur le principe des courbes de flambement comme décrit dans l'annexe nationale française de l'EN 1994-1-2 et exposé dans le chapitre 3 (§ 3.2.2).

Bien sur, pour mettre en valeur cette étude comparative, quelques résultats expérimentaux vont être utilisés et comparés avec ceux obtenus par les méthodes qui viennent d'être développées dans ce mémoire.

### 5.1 MODELES DE FEUX UTILISES

Dans cette étude, pour le calcul de la résistance au feu, les trois méthodes sont basées sur l'action d'un feu conventionnel standardisé. Les formules de Kodur ont été établies sur la base de la courbe température-temps, donnée par l'équation (5-1) conformément à la norme ASTM E119-88 [4],

tandis que la méthode POTFIRE utilise la norme ISO 834 [3] avec une courbe température-temps donnée par la relation (5-2) ou  $t$  représente le temps d'échauffement en minutes. Pour le programme SAFIR, les calculs ont été menés avec le feu standard ISO 834. La **figure (5-1)** montre les courbes températures-temps des feux ISO 384 et ASMT E119-88. Selon les courbes représentées sur la **figure (5-1)**, il ressort que les modèles proposés par les deux normes sont presque identiques.



**Figure 5-1** - Courbes de feu standard selon les normes ISO 834 et ASTM E119-88.

$$T_{gaz}^{\circ} = 20 + 750 \cdot \left(1 - e^{-0.49\sqrt{t}}\right) + 22\sqrt{t} \quad (5-1)$$

$$T_{gaz}^{\circ} = 20 + 345 \text{Log}_{10}(8t + 1) \quad (5-2)$$

## 5.2 COMPARAISON ENTRE LES TROIS METHODES POTFIRE, SAFIR ET KODUR

Dans cette étude, deux colonnes de sections circulaires sollicitées à un chargement axial ont été choisies: 219.1x3.6 avec 8Ø12 et 406.3x12.5 avec 8Ø20. Deux longueurs de flambement ont été envisagées  $L_b=2m$  et  $L_b=4m$  afin de prendre en compte l'effet de l'élanement. Les sections 406.3 avec  $L_b=2m$  et 219.1 avec  $L_b=4m$  ont respectivement un faible élanement et un grand élanement. Quatre types de résistance au feu ont été choisis R30, R60, R90 et R120, respectivement résistances à 30, 60, 90 et 120 minutes. Les propriétés à froid des matériaux adoptées dans cette comparaison sont : pour le béton, une contrainte caractéristique à la compression à 28 jours  $f_{c28}=25N/mm^2$ , pour le tube d'acier, une limite élastique de l'acier  $f_y=235N/mm^2$  et une limite élastique de l'acier d'armature  $f_y=500N/mm^2$ . Dans cette comparaison, trois versions de POTFIRE et deux modèles de SAFIR ont été utilisés. Pour SAFIR, la valeur de l'imperfection géométrique adoptée est  $L/300$ , valeur prescrite dans l'Eurocode 4. L'ensemble des résultats de ces deux types de sections sont regroupés au niveau au **tableau (5-1)**. Les résultats montrent que la formule de Kodur n'est pas applicable dans de nombreux cas. Cette formule présente en effet plusieurs limitations [74, 75], certaines sont dues au fait qu'elle ne peut pas être appliquée au-delà des résultats expérimentaux sur lesquels elle est fondée et d'autres proviennent des restrictions des règles des normes canadiennes. La limitation impliquée ici est liée à la charge appliquée à la colonne pendant l'essai au feu. Il est

intéressant d'examiner en détail les implications de cette non-applicabilité pour les deux cas extrêmes suivants: 406.3x12.5 avec  $L_b=2m$  et 219.1x3.6 avec  $L_b=4m$ .

Pour le premier type de section, la formule de Kodur n'est pas applicable pour les quatre valeurs de la résistance au feu  $R_f$  (R30, R60, R90 et R120). La charge d'écrasement plastique à froid  $N_{pl,20^\circ C}$  est égale à 7683 KN. Si par exemple les valeurs données par SAFIR-EN94 sont prises comme références, les taux de chargement pour les quatre valeurs de la résistance au feu sont respectivement 0.594, 0.407, 0.330 et 0.261. La première valeur est très élevée et ne sera jamais en pratique atteinte, mais les trois autres sont des valeurs moyennes ou même basses. Il est par exemple surprenant de voir que, pour une résistance au feu R120, la méthode de Kodur n'est pas applicable. Si on applique, malgré tout, cette méthode, la formule donne  $N_{KOD} = 9965$  KN pour une résistance de 120 minutes, valeur complètement irréaliste.

Pour la petite section 219.1x3.6 avec  $L_b=4m$ , la charge d'écrasement plastique à froid  $N_{pl,20^\circ C}$  est égale à 1884 KN. En regardant les valeurs données par SAFIR-EN94, les taux de chargement obtenus sont: 0.154, 0.088, 0.051, 0.026. En fait, pour une telle colonne, il est peu réaliste d'atteindre une résistance au feu  $R_f$  supérieure à 30 minutes, même pour un faible taux de chargement, mais une résistance au feu de 30 minutes est tout à fait acceptable. Mais dans ce cas aussi, la formule de Kodur n'est pas applicable. Pour les durées de résistance au feu considérées dans cette étude (R30 à R120), la méthode de Kodur n'est pas applicable pour des charges importantes et dans quelques cas pour des chargements plus faibles. Ceci est une limitation sérieuse de la méthode puisque dans la majorité des cas, ce type de colonnes est appelé à supporter des charges et surcharges importantes.

		CHARGE AXIALE (KN)											
		Section Circulaire 219.1x3.6 avec 8Ø12					Section Circulaire 406.3x12.5 avec 8Ø20						
$L_b$ (m)	Temps (min)	POTFIRE			SAFIR		KODUR	POTFIRE			SAFIR		KODUR
		V1.2 ENV94	V2.0 EN94	V3.0 EN94 FNA	Imperfection Géométrique L/300	EN94		V1.2 ENV94	V2.0 EN94	V3.0 EN94 FNA	Imperfection Géométrique L/300	EN94	
2	30'	928	884	937	866	785.3	N/A	4408	4378	4497	5281.5	4564.5	N/A
	60'	593	521	608	475.1	436.1	N/A	3035	2959	3372	3216.5	3130.7	N/A
	90'	197	266	369	255.2	234.1	N/A	2134	2257	2825	2458.3	2539.7	N/A
	120'	99	114	218	134.16	117.9	454	1270	1712	2338	1888.7	2010	N/A
4	30'	586	457	296	320.3	289.7	N/A	3989	4013	3767	4105.5	3524.5	N/A
	60'	316	214	191	179.5	165.93	202	2783	2710	2604	2180	2071.5	N/A
	90'	97	112	122	99.2	96.35	90	1963	2035	1962	1422.1	1408.9	1968
	120'	49	50	70	49.13	48.52	50	1158	1505	1557	910	911.1	1107

N/A : KODUR non applicable.

**Tableau (5-1) - Comparaisons des résultats entre POTFIRE, SAFIR et KODUR.**

Comparons maintenant les résultats donnés par les trois versions de POTFIRE. Les versions V1.2 et V2.0 sont basées sur la détermination de la charge de flambement, mais les lois des propriétés mécaniques des matériaux sont différentes. Au vu des résultats obtenus, il est difficile de donner des conclusions claires. Pour la troisième version V3.0, les propriétés mécaniques des matériaux adoptées sont compatibles avec celles présentées dans l'EN 1994-1-2 [84]. Cette version est basée sur le principe des courbes de flambement et devrait donc donner des valeurs plus petites, puisque

les imperfections géométriques sont intégrées dans l'approche. C'est le cas pour la plupart des résultats.

Les deux applications de SAFIR donnent des résultats assez proches, mais ceux basés sur l'EN94, conduisent généralement à des valeurs de résistances plus petites. Il est également intéressant de comparer les deux versions les plus récentes de POTFIRE et SAFIR, à la fois en tenant compte des imperfections géométriques. On peut voir que les résultats obtenus par SAFIR sont inférieurs à ceux donnés par POTFIRE.

### 5.3 COMPARAISON DES RESULTATS DES TROIS METHODES AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Afin de mieux analyser les résultats obtenus par les trois méthodes proposées dans cette étude, ceux-ci ont été comparés aux résultats d'essais obtenus dans différents laboratoires et décrits en détail dans [76, 77]. Pour cela, cinq types de section carrée 260x260x6.3 mm ont été pris en compte, une remplie de béton non armé et quatre remplies de béton armé avec des taux d'armatures allant de 1,006 et 2,053%. Toutes les colonnes ont une longueur totale de 3.60m et sont sollicitées à des charges centrées, 800 KN pour les sections non armées et 1500 KN pour celles remplies de béton armé. Le **tableau (5-2)** regroupe les principales caractéristiques géométriques et mécaniques des sections adoptées dans cette comparaison. Les différents résultats de résistance au feu sont regroupés au niveau du **tableau (5-3)**.

Tube en acier de section carrée 260x260x6.3 remplies de béton	Contrainte du béton mesurée à 90 jours	Limite élastique mesurée de l'acier du tube	Limite élastique garantie de l'acier d'armature	Enrobage d'armature	$L_o$	$L_f = 0.7L_o$	Charge de compression centrée appliquée	Charge ultime à froid	Temps de stabilité à chaud
	$f_{cj}^{béton}$	$f_y^{tube}$	$f_y^{armature}$	mm	m	m	KN	KN	min
non armé	41.5	370	420	/	3.6	2.52	800	4440	86 <sup>(-)</sup> 98 <sup>(-)</sup> 133 <sup>(-)</sup> 134 <sup>(-)</sup>
armé avec 8Ø16	39.5	370	420	38	3.6	2.52	1500	4530	62
armé avec 4Ø14	39.5							4530	66
armé avec 4Ø20	39.5							4750	89
armé avec 8Ø14	38.3							4670	109

(-) : résultats obtenus dans différents laboratoires.

**Tableau (5-2)** - Caractéristiques des sections adoptées lors des essais expérimentaux.

Pour les résultats d'essais, la **figure 5-2(a)** Montre schématiquement le modèle de dispositif de chargement adopté. Vu l'existence des plats aux deux extrémités du dispositif d'essai, il est difficile d'évaluer le mode d'appui des colonnes testées. L'auteur, dans [76], cite certaines considérations qui l'ont conduit à adopter une longueur de flambement de 0,7L comme représenté dans la **figure 5-2(b)**. Pour être en concordance avec les résultats d'essais, la même longueur de flambement a été adoptée dans les trois méthodes présentées dans cette étude.

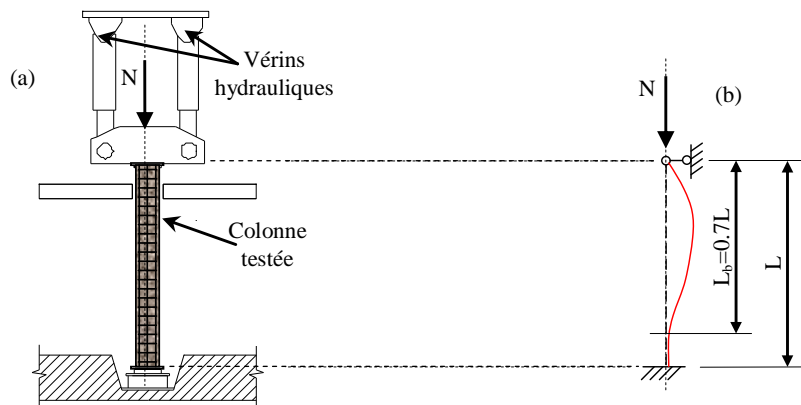


Figure (5-2) – Schéma du dispositif d'essai (a) et schéma de calcul de la colonne (b).

Sections Carrées 260x260x6.3 en profil creux en acier remplies de		Armatures $\rho$ (%)	Excentricités e (mm)	Charge axiale appliquée N (KN)	Résistances au feu (min) - Colonne $L_b=2.52m$							
					Essais expérimentaux	SAFIR EN94			POTFIRE			KODUR
						Imperfections géométriques			V1.2 ENV1994	V2.0 EN1994	V3.0 EN1994 FNA	
						Nulle	L/300	L/1000				
Béton non armé		0	0	800	86 <sup>(-)</sup>	102.97	79.2	91.31	71.68 <sup>(x)</sup>	65.84 <sup>(x)</sup>	56.73 <sup>(x)</sup>	84
					98 <sup>(-)</sup>							
					112 <sup>(+)</sup>							
					133 <sup>(-)</sup>							
					134 <sup>(-)</sup>							
Béton armé avec	4Ø14	1.01	0	1500	66	57.91	41.47	50.22	43.72 <sup>(x)</sup>	44.73 <sup>(x)</sup>	48.47 <sup>(x)</sup>	71 <sup>(*)</sup>
	8Ø10	1.03			62	58.37	42.04	50	44.66 <sup>(x)</sup>	45.05 <sup>(x)</sup>	47.72 <sup>(x)</sup>	71 <sup>(*)</sup>
	8Ø14	2.01			109	61.72	46.16	54	49.6 <sup>(x)</sup>	50.05 <sup>(x)</sup>	54.63 <sup>(x)</sup>	69
	4Ø20	2.05			89	62.18	46.1	54.81	48.9 <sup>(x)</sup>	50.97 <sup>(x)</sup>	57.55 <sup>(x)</sup>	71

(+): Valeur moyenne de 4 résultats d'essais (86, 98, 133 et 134 min.) obtenus dans différents laboratoires.

(-): Valeurs obtenues dans différents laboratoires.

(\*): % d'armatures < 1.5% conformément à la norme canadienne  $1.5\% \leq \rho \leq 5\%$ .

(x): Valeurs obtenues par interpolations linéaires.

Tableau (5-3) - Comparaisons des résultats expérimentaux avec POTFIRE, KODUR et SAFIR.

En ce qui concerne les résultats de SAFIR, seule la version la plus récente de l'Eurocode 4 vis-à-vis des propriétés des matériaux a été utilisée. Quoique les colonnes soient sollicitées à des charges centrées, la prise en compte des imperfections géométriques est nécessaire. L'Eurocode 4, à travers la norme EN 1994-1-2 [41] propose une imperfection géométrique égale à  $L/300$ , valeur qui pourrait être trop sécuritaire. D'après de nombreux tests réalisés à l'université de Liège (Belgique) sur le même type de sections, il a été constaté que les imperfections géométriques réelles sont très faibles [78]. Par conséquent, une imperfection géométrique de  $L/1000$  devrait être considérée comme l'hypothèse la plus appropriée. Aussi, l'évaluation de la résistance au feu sur la base d'une

charge centrée sans la prise en compte d'une imperfection géométrique s'avère dangereuse. A partir de cela, trois valeurs d'imperfections géométriques ont été choisies pour la simulation de la résistance au feu par le code de calcul SAFIR à savoir 0,  $L/300$  et  $L/1000$ .

Concernant POTFIRE, les résultats obtenus par les versions V1.2 et V2.0 sont proches les uns des autres et pour la version V3.0 les valeurs sont différentes. En effet, la différence est particulièrement importante dans le cas des colonnes remplies de béton non armé avec des valeurs plus petites car les imperfections géométriques sont prises implicitement dans la méthode. Par contre, pour la version V3.0, les différences sont faibles dans le cas où la section est remplie de béton armé.

En ce qui concerne la méthode de Kodur les valeurs obtenues sont plus proches des résultats expérimentaux, à l'exception de deux résultats qui sont très différents avec une différence très significative pour un cas (environ 15%). Les formules de Kodur ont été obtenues à partir d'un étalonnage de 58 essais expérimentaux. Presque tous (54 sur 58) ont été réalisés d'une part, avec des conditions aux appuis fixes et d'autre part avec des imperfections géométriques négligeables, et dans ce cas il est évident que l'on obtient des valeurs élevées de la durée de résistance au feu. Ceci explique pourquoi un des résultats obtenus par Kodur est assez proche de ceux obtenus expérimentalement. D'un autre côté, il peut être dangereux lorsque les formules de Kodur sont appliquées à des colonnes articulées ou avec des restrictions partielles aux deux extrémités où les imperfections géométriques peuvent avoir un effet important.

On peut voir que les résultats les plus significatifs de SAFIR (SAFIR-EN94 avec une imperfection géométrique  $L/1000$ ) et POTFIRE (Version 3.0) sont proches les uns des autres. Ces modèles apparemment ne prennent pas compte de l'augmentation de la résistance au feu avec l'augmentation de la section des armatures du béton, chose qui est observée dans les essais expérimentaux.

#### 5.4 COMPARAISON ENTRE SAFIR ET POTFIRE POUR DES CHARGES EXCENTREES

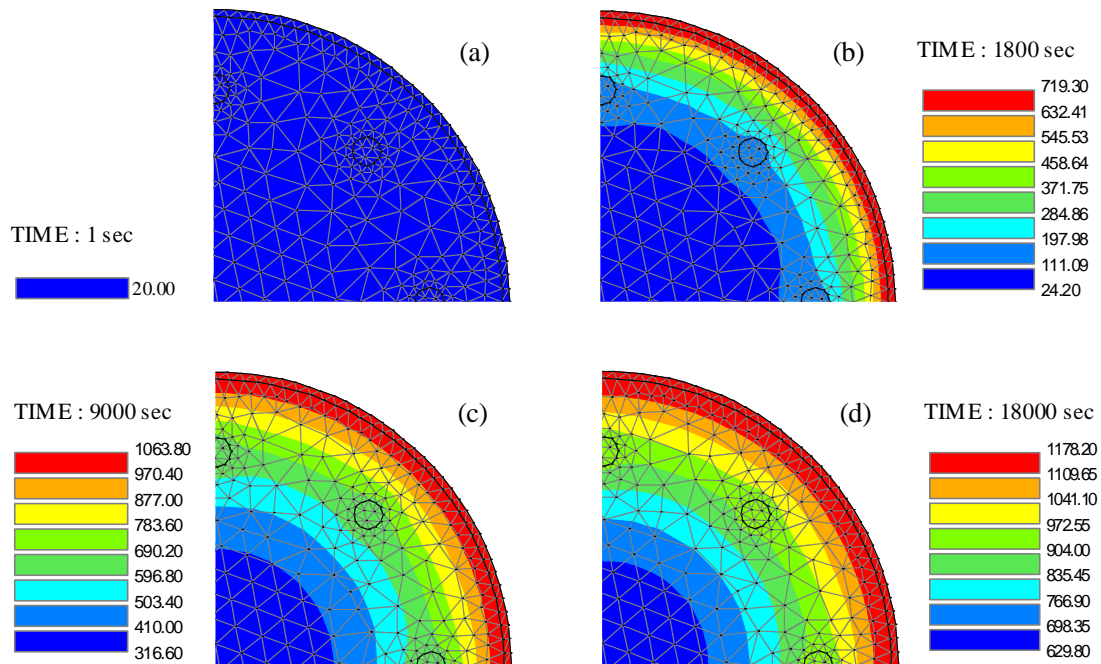
Il est maintenant intéressant de comparer les méthodes pour des colonnes sollicitées à des charges excentrées. Pour cela, la section circulaire 323.9x4 remplis de béton, armée de 8Ø16, a été choisie avec trois valeurs d'excentricités 10, 20 et 50 mm. Les calculs ont été effectués pour deux valeurs de longueur de flambement 4.5m et 1m respectivement pour un fort et un faible élancement. La comparaison a été faite entre SAFIR (modèles des matériaux conformes à l'Eurocode EN-1994) et les deux versions de POTFIRE (versions V1.2 et V2.0).

Dans cette section, la méthode de Kodur n'a pas été prise en compte puisqu'elle n'est applicable que pour les charges centrées. De même, la version V3.0 de POTFIRE n'a pas été retenue dans cette comparaison puisque, pour la section choisie ici, la méthode n'est applicable que pour des excentricités comprises entre 40.48 et 323.9mm. Pour le code de calcul SAFIR, aucune imperfection géométrique n'a été prise en compte car on suppose qu'elles sont incluses dans les excentricités extérieures.

A titre d'information, la **figure (5-3)** montre quelques isothermes obtenues par une analyse thermique à partir du code de calcul SAFIR sous l'action d'un feu conventionnel ISO 834. La **figure (5-4)** montre les résultats de la résistance au feu pour la colonne avec un faible élancement en fonction des excentricités. Les diagrammes montrent que les deux versions de POTFIRE donnent des résultats proches les uns des autres, tandis que les valeurs données par SAFIR sont sensiblement

plus élevées. Ceci est valable pour toutes les valeurs de la durée de résistance au feu, et pour les trois valeurs de l'excentricité.

Par contre, pour le cas des colonnes avec un fort élancement ( $L=4.5m$ ), on peut voir que les résultats, représentés sur la **figure (5-5)**, sont très proches les uns des autres pour les trois approches à l'exception de ceux correspondant aux faibles valeurs de la résistance au feu ( $R_f < 15 \text{ min.}$ ). Cette observation est valable pour les trois valeurs de l'excentricité.



**Figure (5-3)** - Isothermes sur une section circulaire 323.9x4 remplie de béton armé avec 8016 chauffée sur tout son pourtour (modélisation 1/4 de section). (a) à température ambiante, (b) après 30 minutes d'échauffement, (c) après 2h30 minutes d'échauffement et (d) après 5h d'échauffement.

Pour les différences relevées entre les trois méthodes, elles sont dues au fait que SAFIR et POTFIRE ne fonctionnent pas de la même façon. SAFIR est un code numérique qui simule le comportement de l'élément structurel jusqu'à la rupture et POTFIRE a été préalablement établie pour les colonnes sollicitées à des charges centrées sur la base de la charge de flambement. Pour les charges excentrées la procédure proposée est quelque peu artificielle. Elle consiste à remplacer la charge réelle excentrée par une charge fictive centrée affecté de coefficients de correction, dans lesquels seuls trois paramètres sont pris en compte: l'excentricité, l'élancement et le pourcentage des barres d'armatures.

Cependant, d'autres facteurs, non pris en compte, peuvent influencer l'effet de l'excentricité de la charge, comme par exemple, la résistance du béton de remplissage et l'enrobage des barres d'armatures. La précision des coefficients de correction n'est donc pas nécessairement la même pour tous les cas.

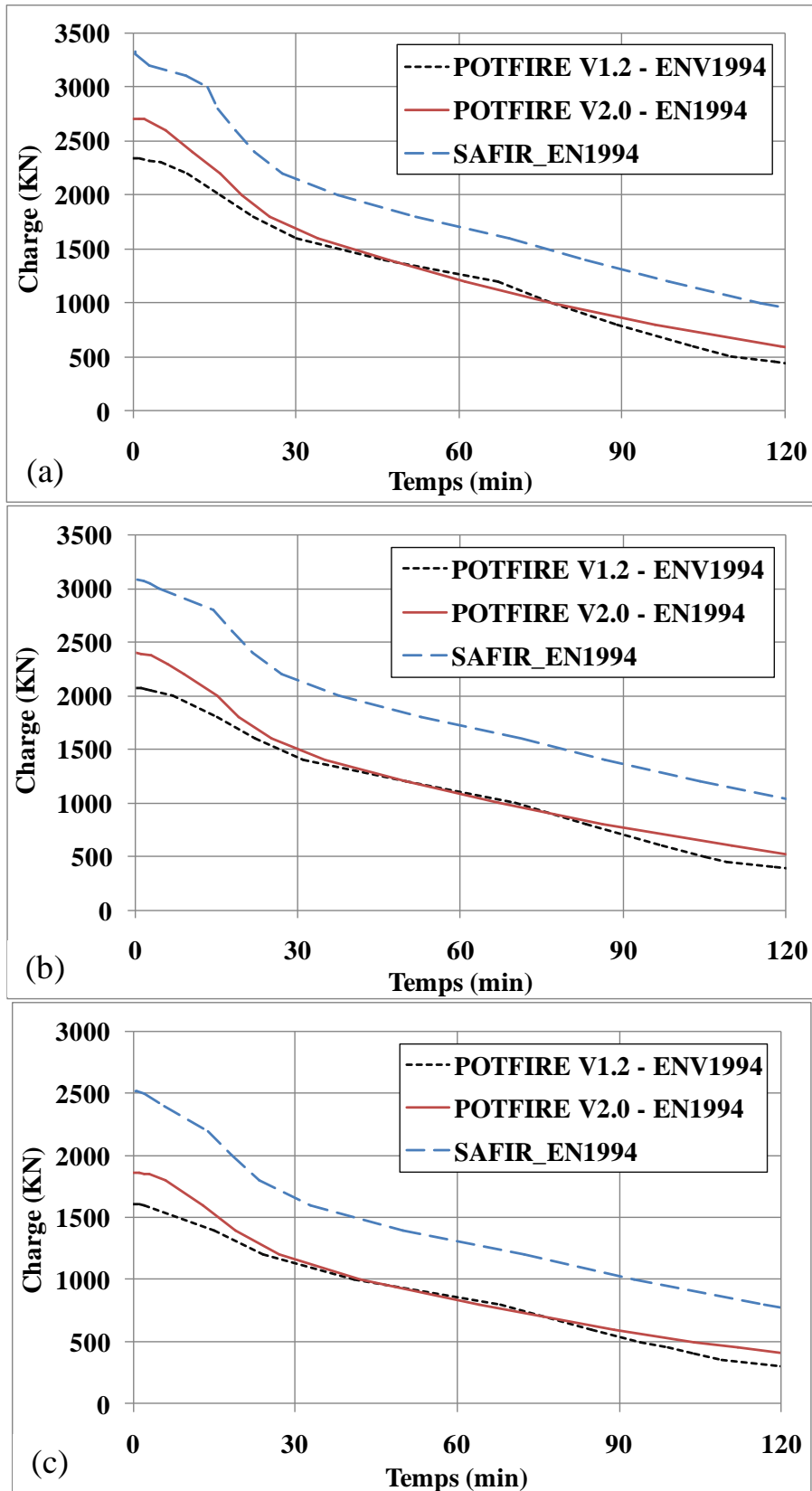
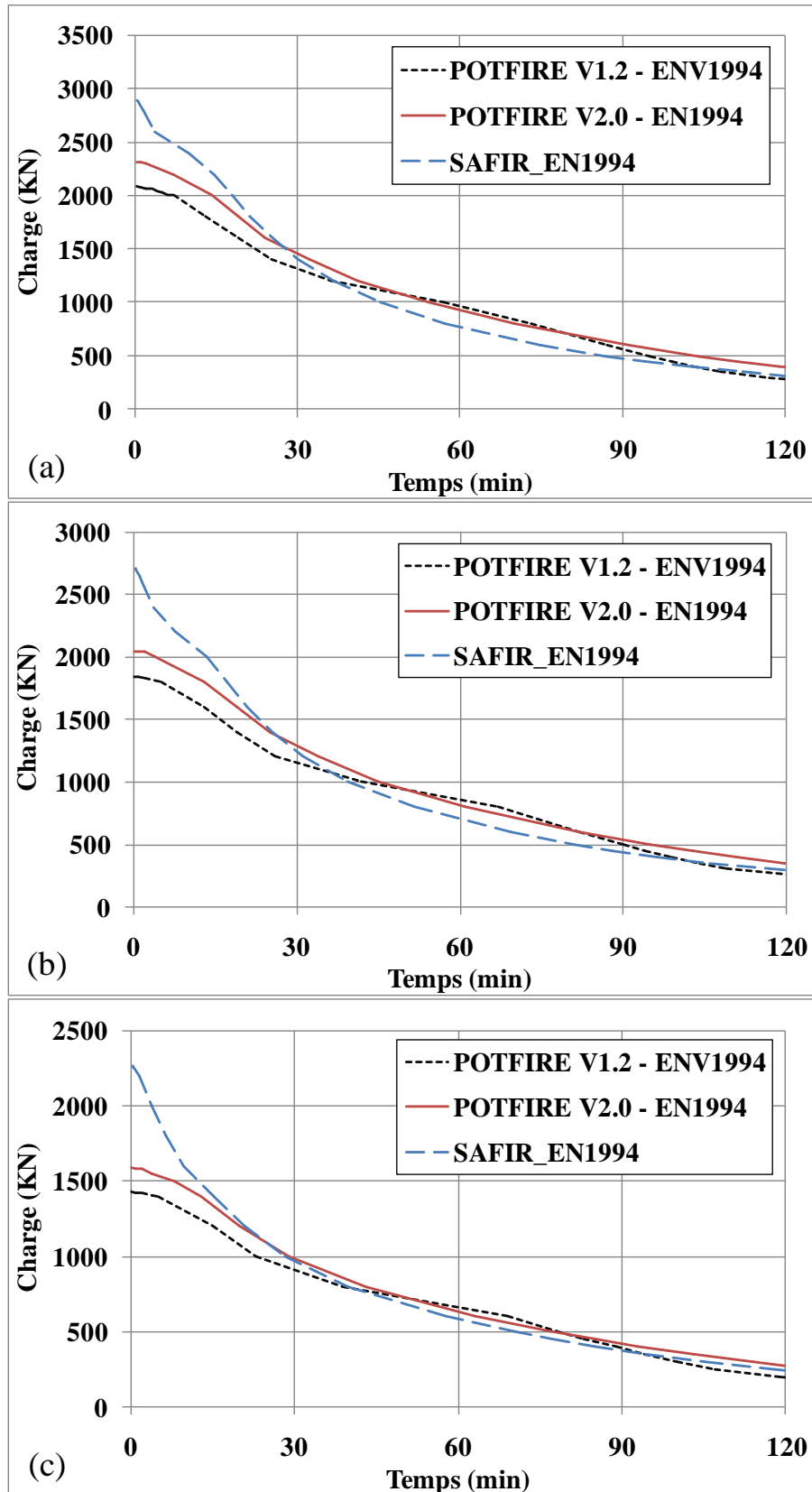


Figure (5-4) - Résistance au feu d'une colonne de section circulaire 323.9x4 ( $L_b=1\text{m}$ ) remplie de béton armé avec 8 $\emptyset$ 16 sous charges excentrées. (a) excentricité  $e=10\text{mm}$ ; (b)  $e=20\text{mm}$  et (c)  $e=50\text{mm}$ .





**Figure (5-5)** - Résistance au feu d'une colonne de section circulaire 323.9x4 ( $L_b=4.5m$ ) remplie de béton armé avec 8Ø16 sous charges excentrées. (a) excentricité  $e=10mm$ ; (b)  $e=20mm$  et (c)  $e=50mm$ .

## 5.5 COMPORTEMENT AU FEU DES COLONNES NON PROTEGEES EN BETON ARME SOUS L’ACTION D’UN FEU NATUREL

Comme nous l’avons détaillé dans le chapitre 1 à propos des différents types de feu, le feu naturel peut être modélisé par deux courbes température-temps, une courbe ascendante d’échauffement avec une augmentation des températures suivi d’une courbe descendante de refroidissement assimilée à une droite linéaire comme proposé dans l’Eurocode4.

Selon l’approche règlementaire, les exigences de résistance au feu des ouvrages et bâtiments font presque tous référence à une justification vis-à-vis d’un feu standard comme par exemple la courbe d’incendie internationale ISO 834. En effet aucune autre justification n’est demandée si la performance de l’élément est assurée pendant la montée de la température selon la courbe ISO. Ceci s’explique par le fait que les températures dans les éléments sont en constante augmentation et par conséquent, la vérification de la résistance au feu requise garantit la stabilité au feu de la structure pendant toute la durée de l’incendie.

Pour les structures en béton, la température des zones près des surfaces externes commence à diminuer lorsque la température des gaz devient inférieure à celle de la surface des éléments chauffés [79]. En effet, malgré la diminution des gaz dans les compartiments incendiés, les températures continuent à augmenter dans les zones centrales des sections en béton, surtout pour les sections massives [79].

Après refroidissement, le béton subit de grave endommagement. Non seulement il ne pourra pas récupérer ses capacités de résistance et de rigidité, mais aussi, il subit des pertes de résistances supplémentaires pendant le refroidissement de la température maximale à la température ambiante [80]. En revanche, l’acier possède l’avantage de récupérer partiellement ou complètement ces capacités de résistance et de rigidités [81].

Concernant le comportement de la structure pendant ou après la phase de refroidissement, les risques d’effondrements, s’ils existent, pourraient être une menace pour les services de secours, les pompiers et autres. Comme incident d’effondrement survenu après extinction du feu, nous citerons, celui qui a entraîné la mort de toute une brigade de pompiers lors de l’effondrement d’un parking souterrain en béton en Suisse le 27 novembre 2004 [82].

A partir de cela, la question qui se pose est la suivante : Y a-t-il un risque d’effondrement d’une structure en béton armé après la phase de refroidissement ?

Dimia et All [79] ont étudié par une analyse numérique le comportement au feu naturel d’une colonne de section en béton armé chauffée sur 3 cotés avec le code de calcul SAFIR. Ils ont montré que la ruine d’une structure peut se produire non seulement lors de la phase de refroidissement de l’incendie mais aussi une fois que le feu soit complètement éteint. De même, la ruine est encore possible même plusieurs heures après l’extinction totale du feu ou les conditions d’inspections de l’ouvrage par les services de secours et experts deviennent possibles. Dans ce dernier cas, la sécurité du personnel se trouve menacée par un éventuel effondrement.

L’explication de cette ruine retardée est due au fait que, lors du refroidissement, les températures dans les zones centrales des sections en béton armé continuent à augmenter et ce malgré la diminution de la température dans les faces externes des sections [79]. Toujours selon [79], cet état

de comportement est fréquent généralement pour les colonnes chargées axialement, à faible élanement (longueur courte et/ou section massive) et pour les feux courts.

### 5.5.1 Protection des structures en béton armé contre l'action du feu

La protection des éléments structuraux en béton armé vis-à-vis de l'action d'un feu est généralement réalisée par la mise en œuvre d'un habillage en plaque de plâtre, ce qui a pour effet de retarder la montée de la température dans les matériaux béton et armature d'acier.

Seulement, si l'incendie prend une ampleur importante surtout si les services de secours incendie arrivent très en retard, les éléments de protection contre le feu peuvent se détruire et par conséquent les éléments structuraux tels que les poutres, poteaux et murs se trouvent confrontés à l'action du feu comme s'ils n'étaient pas protégés. Même si les services de secours arrivent à temps, les éléments en plaques de plâtre ont déjà subi une dégradation dans leurs propriétés thermiques, et mécaniques, de même leurs aspects esthétiques. Une restauration et rénovation des plaques de plâtre s'impose donc.

### 5.5.2 Protection des poteaux en béton armé contre l'action du feu

Comme nous venons de voir, lors de l'élévation de la température, les caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton se dégradent avec une grande perte de résistance qui peut entraîner l'effondrement de l'ouvrage. Lors de la phase de refroidissement, l'acier récupère ces caractéristiques mécaniques à froid, le béton en revanche, sa résistance à la compression à froid ne sera jamais récupérée, pire encore, d'après l'Eurocode 4 (EN1994-1-2), une perte supplémentaire de 10% a été examinée durant cette phase. Aussi, nous venons de voir que la ruine d'une colonne comprimée en béton armé peut se produire en phase de refroidissement et même après la phase de refroidissement.

A partir, afin de protéger la section en béton armé lors de la phase de refroidissement, nous proposons une solution simple et facile à réaliser :

## **COUVRIR LA SECTION DE LA COLONNE EN BÉTON ARMÉ PAR UNE ENVELOPPE EN ACIER**

Pour cela, deux colonnes doublement articulées aux deux extrémités et sollicitées à la compression simple axiales ont été prise en compte pour étudier leurs comportements sous l'action d'un feu naturel type feu paramétré. La première est une section en béton armé de dimensions 25x25 cm<sup>2</sup> armé de 8 barres de diamètre 10 (8T10) et la deuxième est un profilé creux en acier rempli de béton armé de 8 barres de diamètre 16 avec un enrobage de 3 cm pour les deux cas. Les deux colonnes sont supposées être chauffées sur toute leur longueur et sur leurs quatre faces comme le montre schématiquement les **figures (5-6)a, (5-6)b et (5-6)c** avec une imperfection géométrique sinusoïdale d'amplitude L/300.

Le type de feu paramétré adoptée est comme le montre la **figure (5-7)** avec une courbe d'échauffement ascendante OA ou la température maximum des gaz dans le compartiment atteint 1047°C après environ 2 heures de feu suivie d'une courbe de refroidissement linéaire descendante AB ou la température des gaz diminue jusqu'à environ 20°C, soit 4 heures après le commencement du refroidissement. Le palier BC représente le temps durant lequel on veut étudier le comportement de l'élément ou la température est redevenue ambiante ( $\approx 20^{\circ}\text{C}$ ), estimé à 19 heures après la fin du refroidissement.

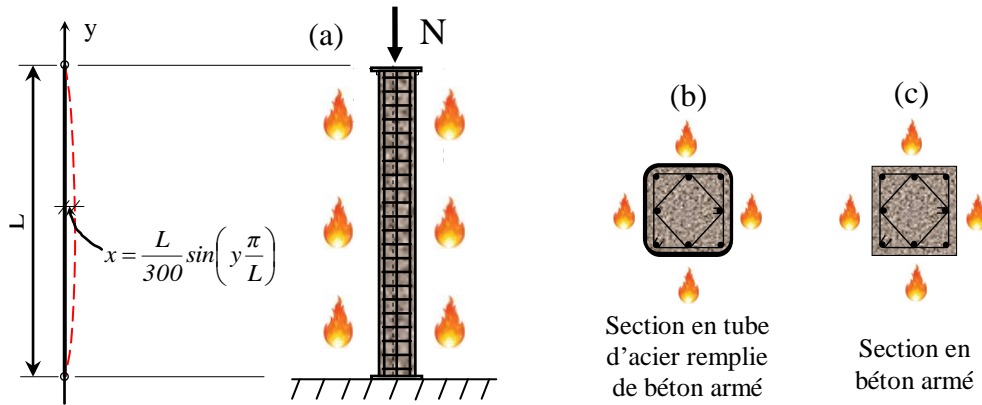


Figure (5-6) - Modes d'exposition du feu sur la colonne.

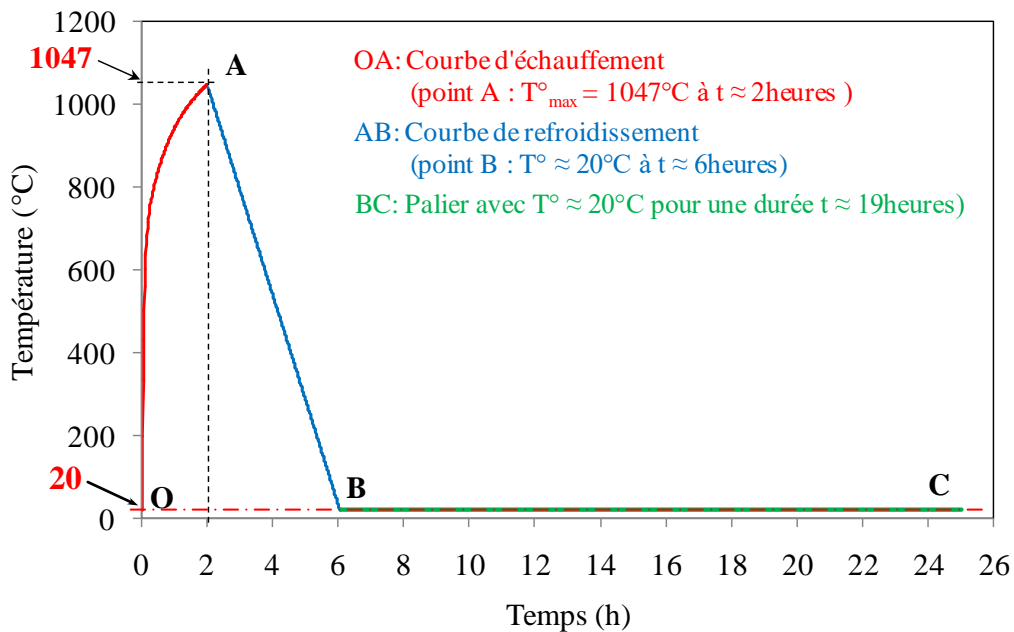


Figure (5-7) - Modèle de feu paramétré.

Les caractéristiques des matériaux adoptés pour les analyses thermique et structurale sont résumées au niveau des **tableaux (5-4) à (5-7)**. Dans ces tableaux, SILCONC\_EN, STEELEC2 et STEELEC3 sont les notations adoptées dans le code de calcul SAFIR, respectivement pour le béton siliceux selon la norme Eurocode 2 (EN1992-1-2), pour l'acier de construction (tube) et l'acier d'armature selon la norme Eurocode 3 (EN1993-1-2).

Caractéristiques pour l'analyse thermique	Acier du tube type STEELEC3	Acier d'armature type STEELEC2
Coefficient de convection surfaces chaudes		35
Coefficient de convection surfaces froides		4
Emissivité relative		0.70

Tableau (5-4) - Caractéristiques analyse thermique des aciers.

Caractéristiques pour l'analyse thermique	Béton de classe C25/30 type SILCONC_EN
Coefficient de convection surfaces chaudes	35
Coefficient de convection surfaces froides	4
Emissivité relative	0.70
Masse volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	2400
Teneur en eau (Kg/m <sup>3</sup> )	46
Coefficient de conductivité thermique $\alpha$	0.50

**Tableau (5-5)** - Caractéristiques analyse thermique du béton.

Caractéristiques pour l'analyse structurale	Acier du tube type STEELEC3	Acier d'armature type STEELEC2
Coefficient de poisson	0.3	
Contrainte élastique (N/mm <sup>2</sup> )	355.10 <sup>6</sup>	500.10 <sup>6</sup>
Module de Young (N/mm <sup>2</sup> )	210.10 <sup>9</sup>	

**Tableau (5-6)** - Caractéristiques analyse structurale des aciers.

Caractéristiques pour l'analyse structurale	Béton de classe C25/30 type SILCONC_EN
Coefficient de poisson	0.2
Contrainte de compression simple (N/mm <sup>2</sup> )	25.10 <sup>6</sup>
Contrainte de traction simple (N/mm <sup>2</sup> )	0.0

**Tableau (5-7)** - Caractéristiques analyse structurale du béton.

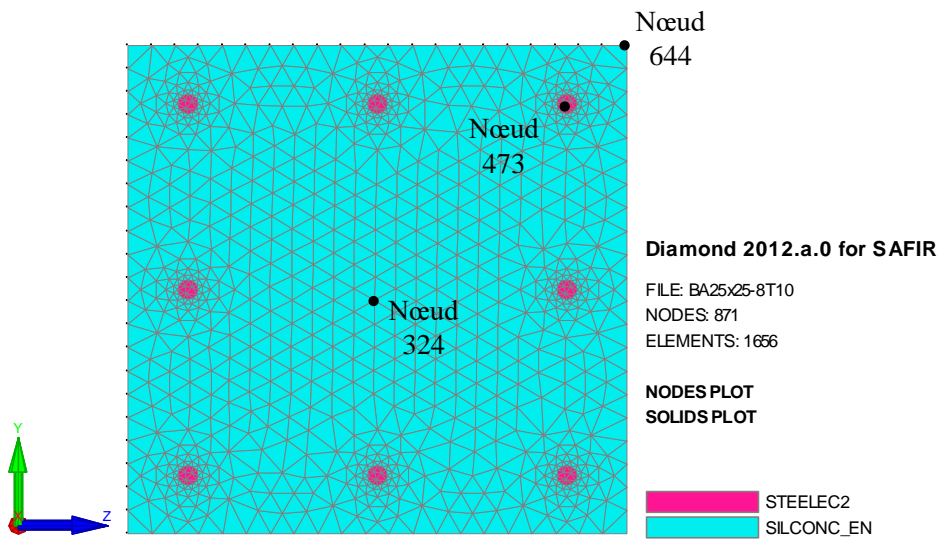
L'étude de ces deux colonnes à été faite par une analyse numérique à l'aide du code de calcul SAFIR. Comme il a été précisé au chapitre 4, l'analyse structurale sous l'action du modèle de feu paramétrée se compose de deux analyses, une thermique et une mécanique.

Pour la section en béton armé 25x25 cm<sup>2</sup> avec 8 barres d'armatures de 10 mm de diamètre (8T10), la **figure (5-8)** montre sa discrétisation en maillages triangulaires à l'aide du logiciel GID avec 1656 éléments et 871 nœuds. La **figure (5-17)** représente la deuxième section en tube d'acier 250x250x6 remplie de béton armé avec 8 barres de 10 mm de diamètre (8T10) discrétisée toujours à l'aide du logiciel GID avec 1890 éléments et 1008 nœuds.

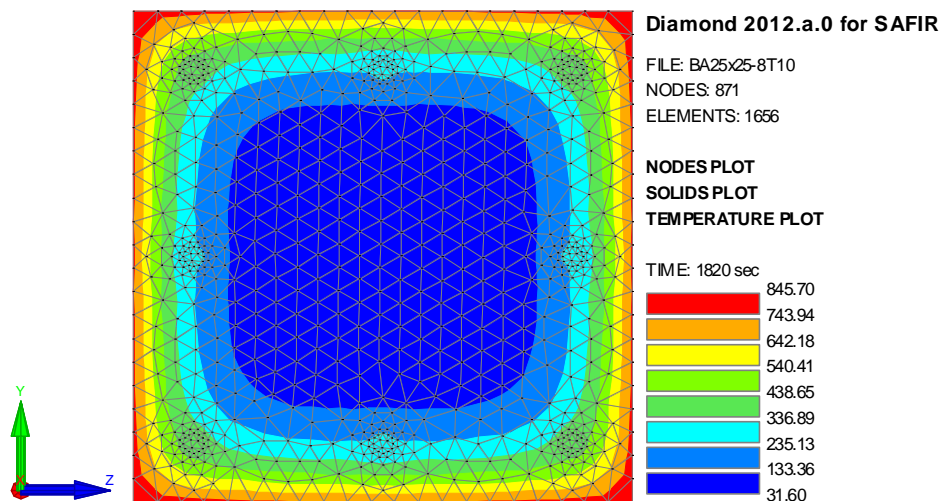
L'analyse thermique, réalisée à l'aide du code de calcul SAFIR, nous a permis d'obtenir la répartition des températures en fonction du temps dans les différents nœuds discrétisés.

Les **figures (5-9) à (5-15)** et **(5-18) à (5-24)** à montrent les isothermes obtenus à des temps différents pendant les trois phases du développement du feu dans le temps (phase **I**, **II** et **III**), soit à **30**, **60** et **120** minutes (1/2, **1** et **2** heures) durant la phase d'échauffement (**phase I**), à **240** et **360** minutes (**2** et **4** heures) durant la phase de refroidissement (**phase II**) et à **840** et **1500** minutes (**14** et **25** heures) (**phase III**).

Afin d’analyser l’évolution de la température au niveau de la section transversale, trois points ont été choisis pour la section de la colonne en béton armé, les nœuds **644**, **473** et **324** représentant respectivement l’angle de la face externe de la section (béton), le centre de l’armature située dans l’angle de la section et le centre géométrique de la section entière (béton). Pour le tube d’acier rempli de béton armé, nous avons choisis quatre points, les nœuds **723**, **688**, **524** et **376** représentant respectivement l’angle de la face externe de la section (face extérieure du tube), l’angle de la face interne du tube (face intérieure du tube en contact avec le béton), le centre de l’armature située dans l’angle de la section et le centre géométrique de la section entière (béton). Les **figures (5-16) et (5-25)** montrent les évolutions de la température dans ces différents nœuds.



**Figure (5-8)** - Discretisation de la section 25x25 en béton armé avec 8T10.



**Figure (5-9)** - Isothermes après 30 minutes d’échauffement sur 4 cotés.

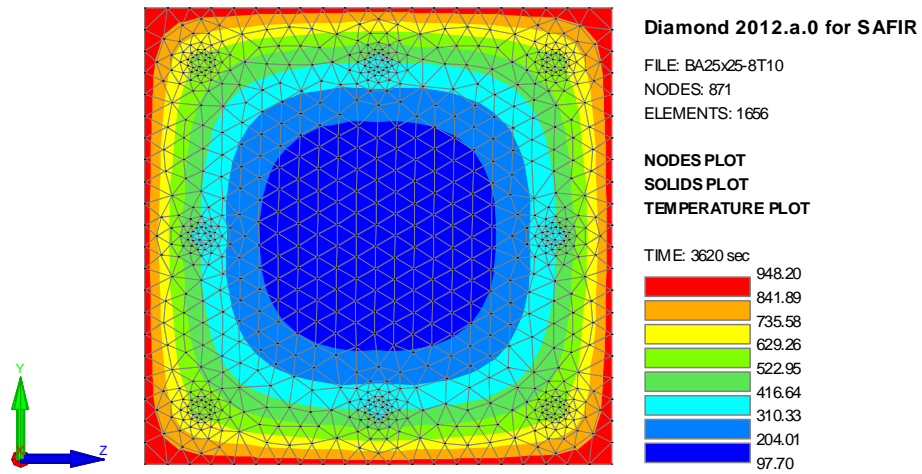


Figure (5-10) - Isothermes après 1 heure d'échauffement sur 4 cotés.

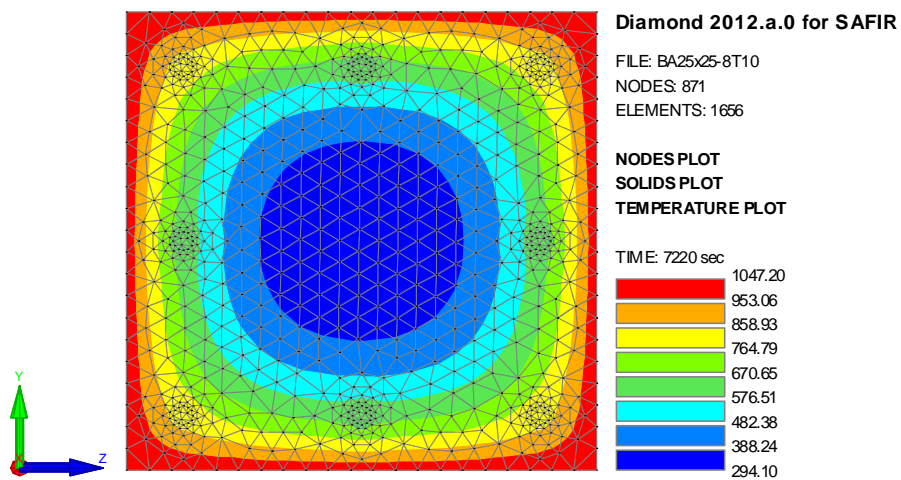


Figure (5-11) - Isothermes après 2 heures d'échauffement sur 4 cotés.

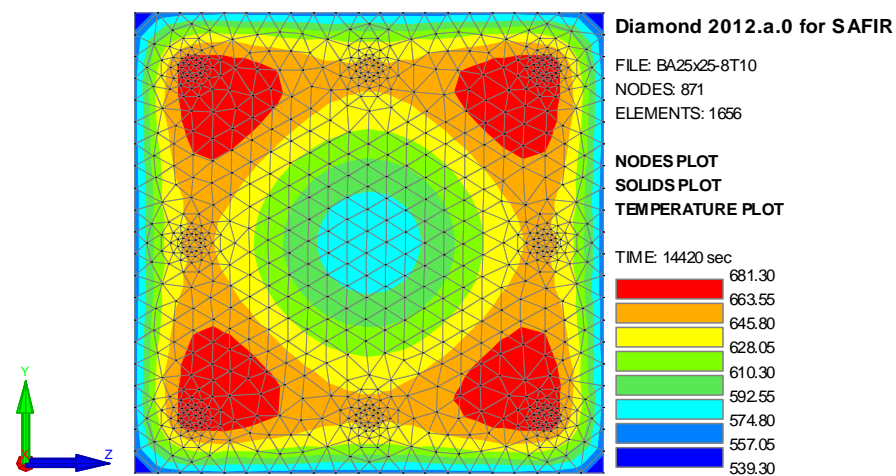


Figure (5-12) - Isothermes après 2 heures du début de refroidissement.

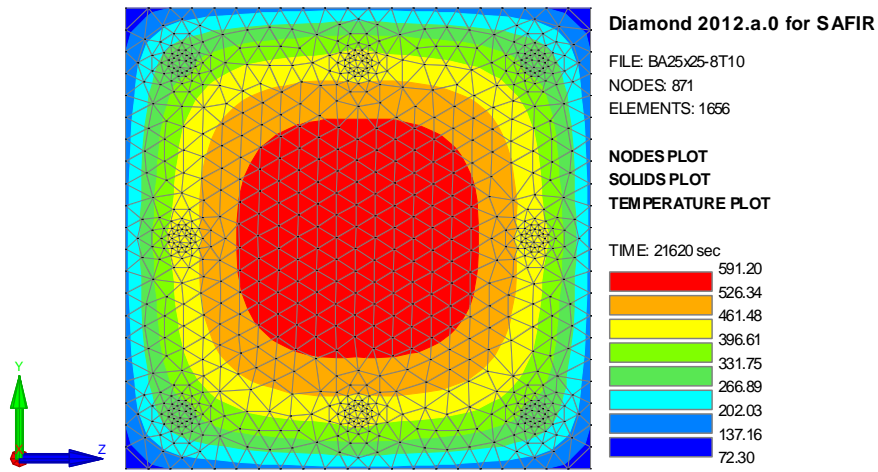


Figure (5-13) - Isothermes après 4 heures du début de refroidissement.

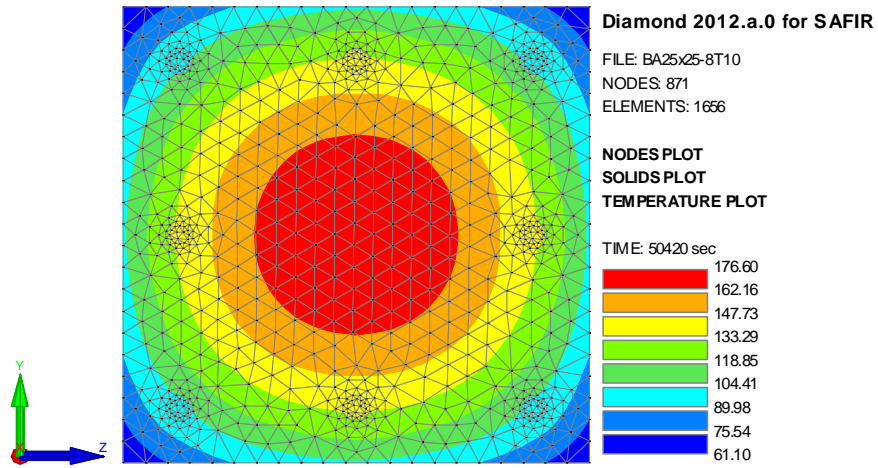


Figure (5-14) - Isothermes après 8 heures à partir de la fin du refroidissement.

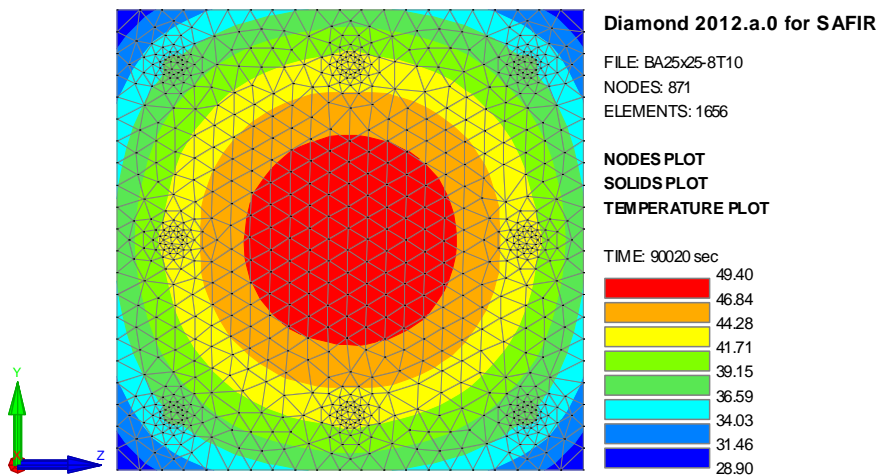


Figure (5-15) - Isothermes après 19 heures à partir de la fin du refroidissement.



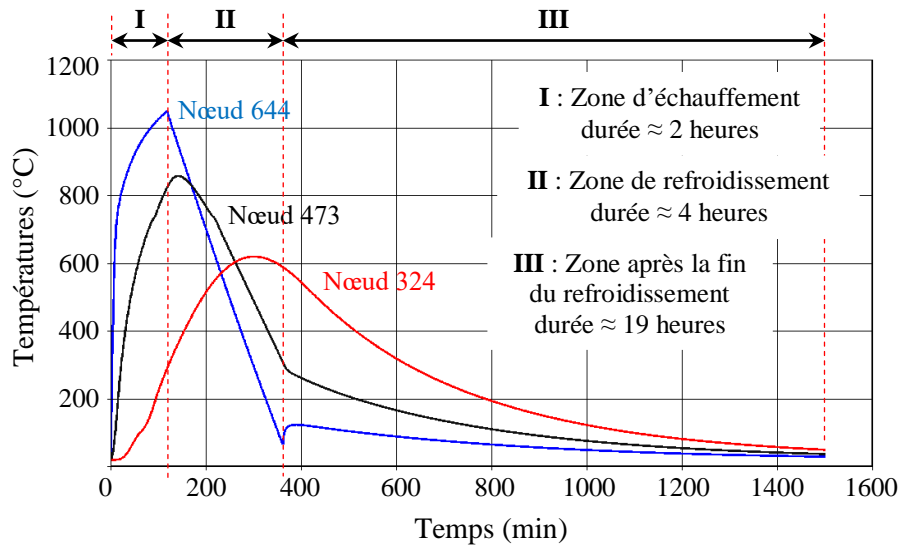


Figure (5-16) - Evolution de la température dans les nœuds de la section en béton armé.

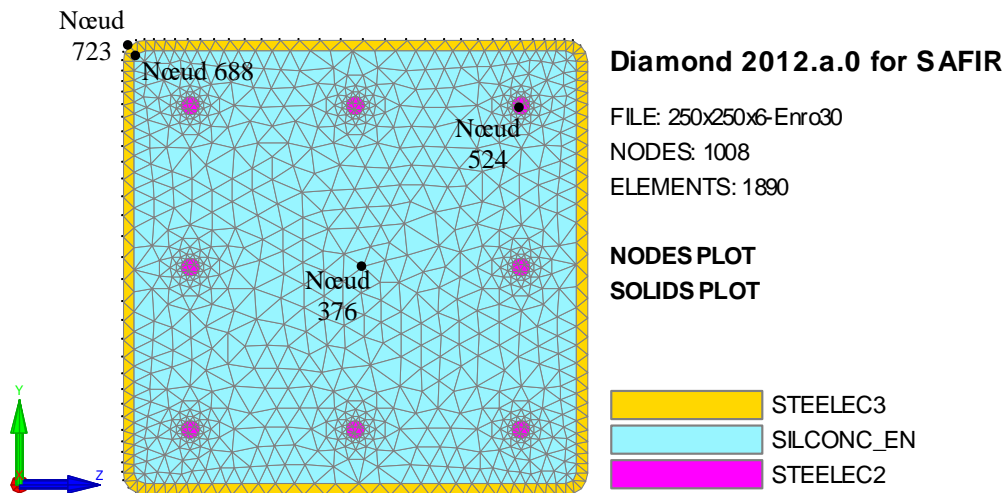


Figure (5-17) - Discretisation de la section en tube d'acier 250x250x6 remplie de béton armé avec 8T10.

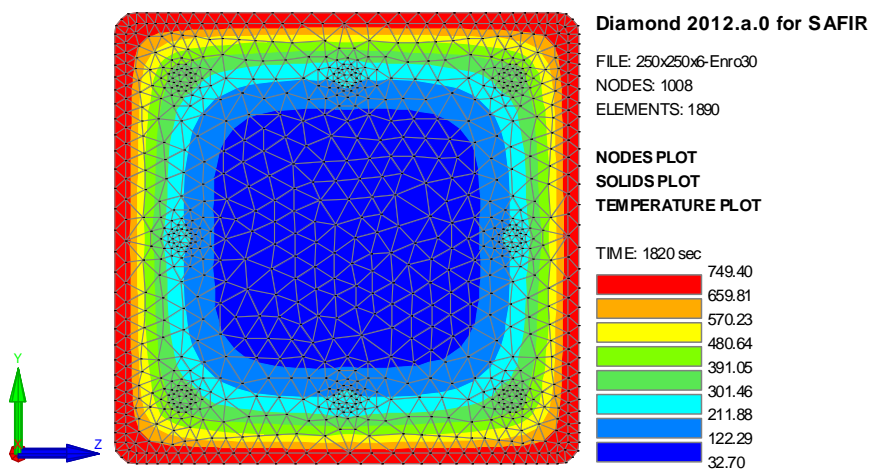


Figure (5-18) - Isothermes après 30 minutes d'échauffement sur 4 cotés.

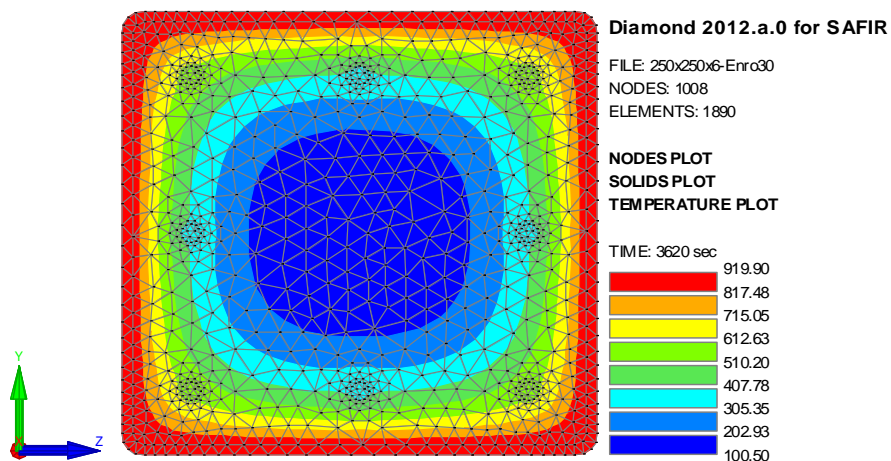


Figure (5-19) - Isothermes après 1 heure d'échauffement sur 4 cotés.

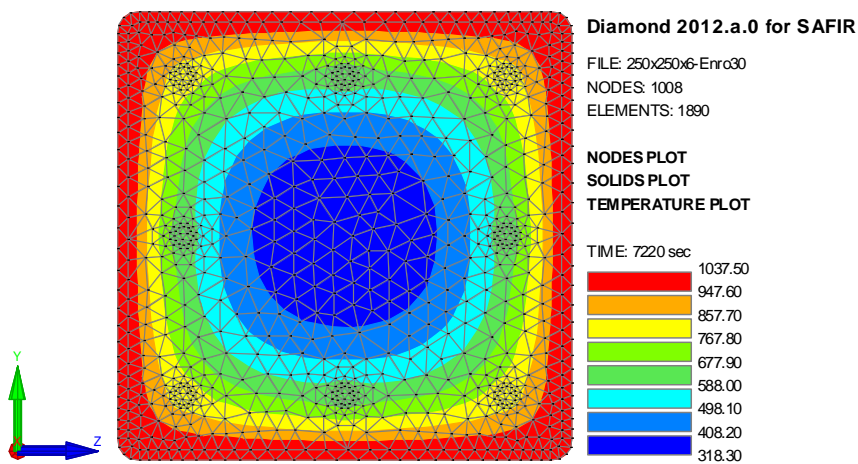


Figure (5-20) - Isothermes après 2 heures d'échauffement sur 4 cotés.

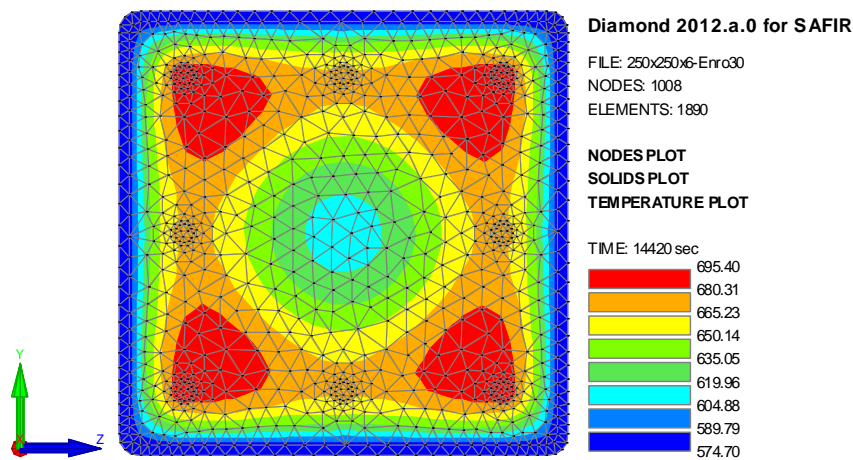


Figure (5-21) - Isothermes après 2 heures du début de refroidissement.

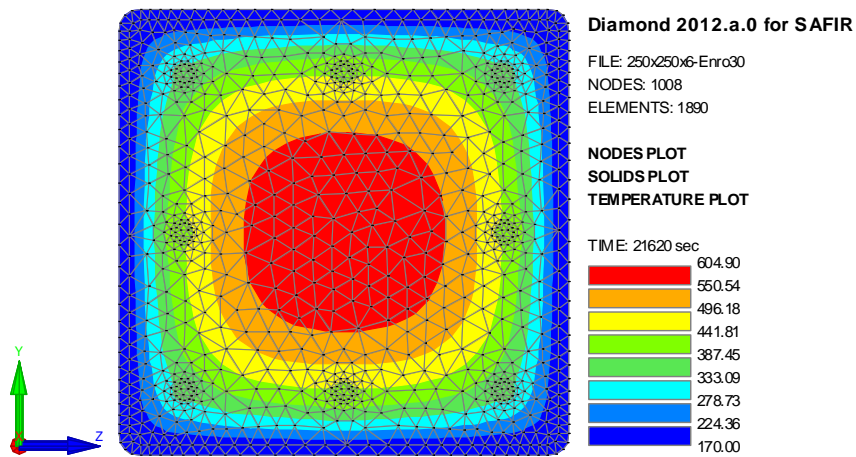


Figure (5-22) - Isothermes après 4 heures du début de refroidissement.

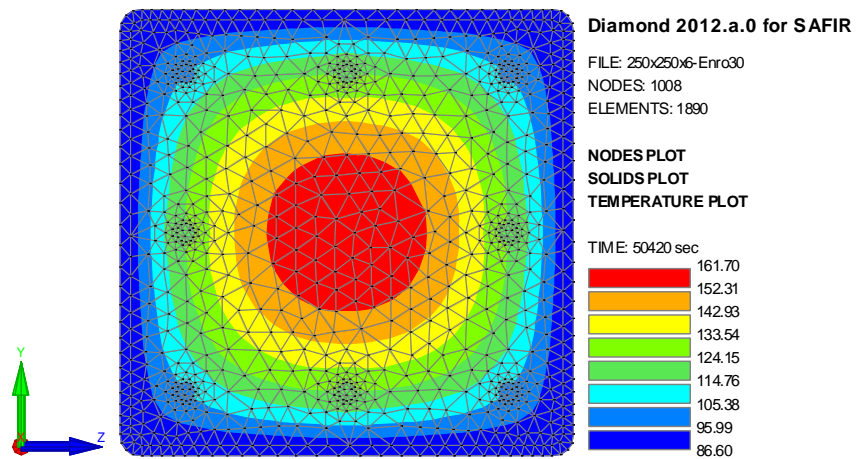


Figure (5-23) - Isothermes après 8 heures à partir de la fin du refroidissement.

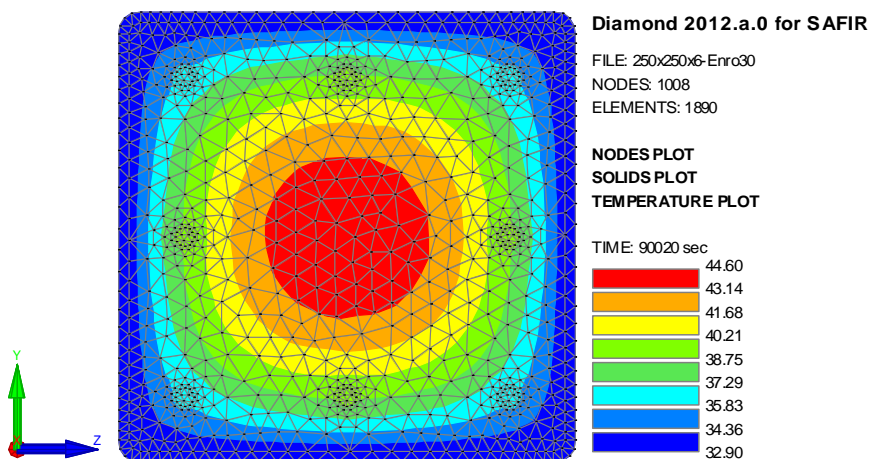


Figure (5-24) - Isothermes après 19 heures à partir de la fin du refroidissement.

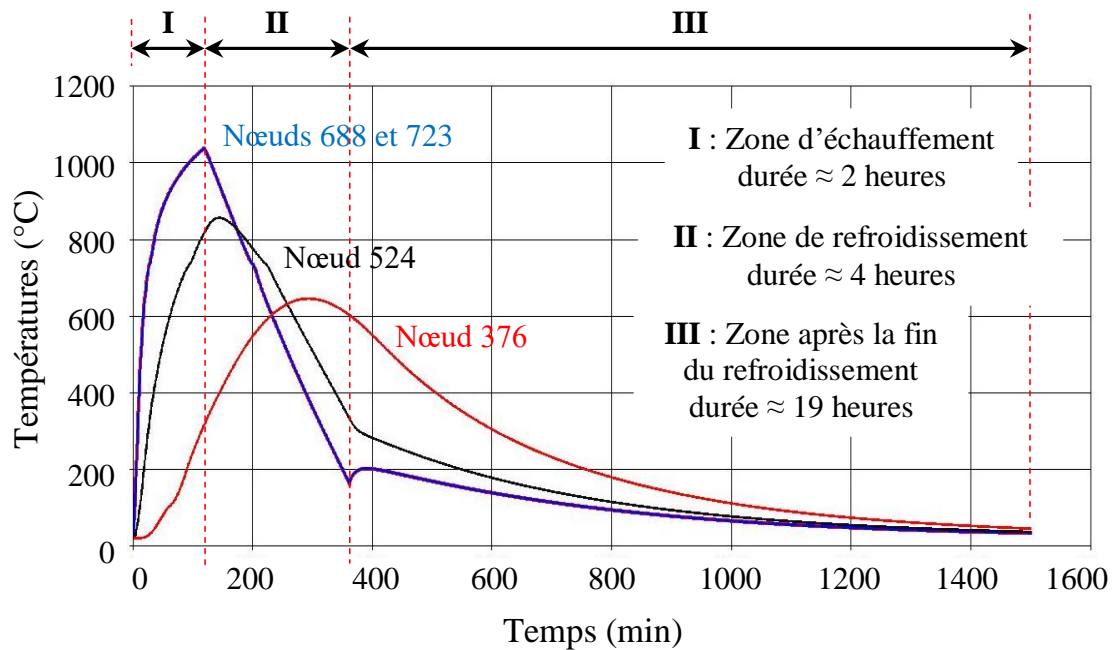


Figure (5-25) - Evolution de la température dans les nœuds de la section en tube d'acier rempli de béton armé avec 8T10

### 5.5.3 Interprétations des résultats de l'analyse thermique

#### 5.5.3.1 Analyse de la section en béton armé (Figure 5-8)

Pour les nœuds 644, 473 et 324, on peut faire les commentaires et analyses suivants :

**Nœud 644 :** La température maximale dans le nœud 644, d'environ 1047°C, est atteinte après 2 heures durant la phase d'échauffement (zone I) puis elle commence à décroître, une fois la phase de refroidissement entamée, pour atteindre environ 72°C après 4 heures de refroidissement en zone II. Après la fin de la phase de refroidissement, la température continue à décroître pour atteindre environ 29°C après 19 heures qui suit la fin de la zone de refroidissement (ou après 25 heures du début du déclenchement du feu).

**Nœud 473 :** Pour le nœud de l'armature situé dans l'angle de la section, la température dans ce nœud augmente durant la phase d'échauffement des gaz (zone I) et continue à augmenter pendant la phase de refroidissement (zone II) pour atteindre une température maximale d'environ 860°C après environ 18 minutes du début de la phase de refroidissement. Après cela, elle continue à diminuer en zone II pour atteindre environ 315°C à la fin de la phase de refroidissement. La température continue à diminuer pour atteindre à la fin de la phase III environ les 37°C soit après 19 heures à partir de la fin du refroidissement.

**Nœud 324 :** L'évolution de la température au niveau du nœud 324 est très intéressante dans la mesure où la température maximale au cœur de la section du béton n'est pas atteinte durant la phase d'échauffement (zone I) mais elle est maximale durant la phase de refroidissement (zone II). En effet, après 3 heures du début de la phase de refroidissement, la température est maximale et atteint les 620°C pour finalement décroître jusqu'à 50°C à la fin de la zone III.

### 5.5.3.2 Analyse de la section en tube d'acier remplie de béton armé (Figure 5-17)

Pour les nœuds 723, 688, 524 et 376, les commentaires suivants sont à retenir :

**Nœud 723 et 688 :** Vu la faible épaisseur du tube (6mm), L'évolution de la température est exactement la même pour les nœuds 723 et 688. La température maximale dans ces nœuds, d'environ 1038°C, est atteinte après 2 heures durant la phase d'échauffement (zone I) puis elle commence à décroître, une fois la phase de refroidissement entamée, pour atteindre environ 170°C après 4 heures de refroidissement en zone II. Après la fin de la phase de refroidissement, la température continue à décroître pour atteindre environ 33°C après 19 heures qui suit la fin de la zone de refroidissement (ou après 25 heures du début du déclenchement du feu).

**Nœud 524 :** Pour le nœud de l'armature situé dans l'angle de la section, la température dans ce nœud augmente durant la phase d'échauffement des gaz (zone I) et continue à augmenter pendant la phase de refroidissement (zone II) pour atteindre une température maximale d'environ 860°C après environ 25 minutes du début de la phase de refroidissement. Après cela, elle continue à diminuer en zone II pour atteindre environ 340°C à la fin de la phase de refroidissement. La température continue à diminuer pour atteindre à la fin de la phase III environ les 36°C soit après 19 heures à partir de la fin du refroidissement.

**Nœud 376 :** Comme pour la section en béton armé, la même remarque est à faire concernant l'évolution de la température au niveau du nœud 376 (le centre du noyau béton). En effet, la température maximale au cœur de la section du béton n'est pas atteinte durant la phase d'échauffement (zone I) mais elle est maximale durant la phase de refroidissement (zone II) ou elle atteint, après 2 heures 55 min du début de la phase de refroidissement, une température d'environ 645°C pour finalement décroître jusqu'à 45°C à la fin de la zone III.

Il est à noter que les températures obtenues aux niveaux des sections transversales des deux colonnes en fin de la phase III (après 25 heures du début du déclenchement du feu) correspondent à une température des gaz dans le compartiment ramenée à environ 20°C.

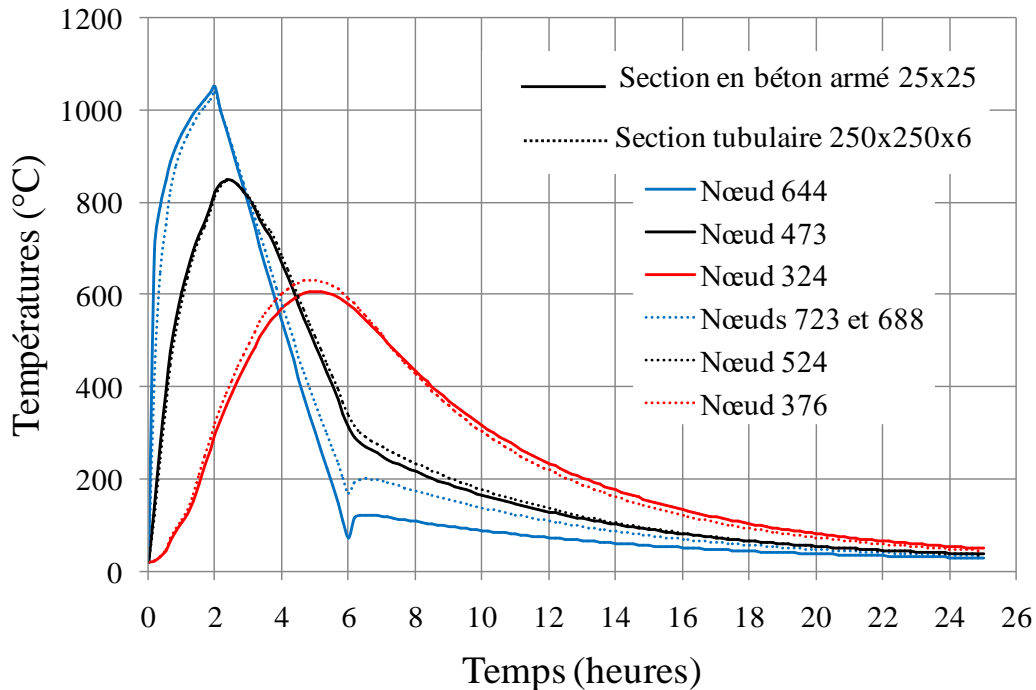
Au vu des résultats obtenus à partir de l'analyse thermique faite sur les sections transversales des deux types de colonnes sous l'action du modèle de feu paramétré, les remarques suivantes sont à retenir :

1. L'évolution de la température au centre du noyau béton et au niveau de l'armature d'angle est la même pour les deux types de section ;
2. En revanche, sur les faces externes de la section tubulaire, les températures sont légèrement plus élevées que celles sur les faces externes de la section en béton armé.

L'illustration des remarques 1 et 2 sont visibles sur la **figure (5-26)** qui montre l'élévation de la température dans les différents nœuds des deux types de sections regroupés dans un même graphe.

Comme on vient de le voir, au niveau de la partie centrale du noyau béton (nœuds 324 et 376), pour les deux types de sections, les températures maximales sont atteintes durant la phase de refroidissement (zone II). Par conséquent, la résistance du béton à la compression se dégrade durant cette phase et la ruine de la colonne est donc possible.

Par application du code de calcul SAFIR, à partir de l'analyse thermique, nous allons étudier le comportement mécanique de ces deux colonnes au niveau des trois phases I, II et III. La procédure consiste à déterminer le temps de ruine des colonnes pour chaque chargement axial de compression simple fixé. Pour cela plusieurs chargement axial ont été choisis pour lesquels le temps de ruine a été calculé. Le **tableau (5-8)** regroupe les résultats obtenus.



**Figure (5-26)** - Elévation de la température dans les nœuds des deux sections.

#### 5.5.4 Résultats et interprétations de l'analyse mécanique

A partir des résultats regroupés au niveau du **tableau (5-8)**, les analyses et les commentaires sur le comportement mécaniques des deux colonnes étudiées sont les suivantes :

##### Phase I : Phase d'échauffement ( $0 \leq \text{temps} \leq 2 \text{ h}$ )

Durant la phase d'échauffement, pour les deux types de colonnes, plus la charge augmente et plus le temps de ruine diminue. Par exemple pour la section en béton armé, pour un chargement de 1450 KN, la ruine de la colonne se produit après 5 minutes d'échauffement, en revanche pour la section tubulaire, pour la même charge, la ruine se produira après 20 minutes d'échauffement. Il est intéressant de remarquer qu'après 30 minutes d'échauffement, les temps de ruine sont sensiblement les mêmes pour les deux types de sections avec une température de surface d'environ 750°C. Ceci est dû au fait que l'acier du tube, pour cette température, perd presque ses propriétés mécaniques et la section tubulaire sera similaire à la section en béton armé.

##### Phase II : Phase de refroidissement ( $2 \text{ h} \leq \text{temps} \leq 6 \text{ h}$ )

Lors de la phase de refroidissement la température des gaz diminue ce qui entraîne une diminution de la température au niveau des faces externes des sections. Le tube d'acier reprend progressivement ces propriétés mécaniques et renforce donc la section mixte. Pour la section en

béton armé, les résultats montrent que la ruine de la colonne se produit durant la phase de refroidissement pour des chargements plus faibles. En effet, pour un chargement de compression axial d'environ 105 KN, la ruine de la colonne se produira après un temps de 183 minutes, soit environ 3 heures du début d'échauffement ou 1 heure après le début de la phase de refroidissement. En revanche, pour la section tubulaire remplie de béton armé, durant cette phase, pour le même chargement, la colonne survit et la ruine n'aura pas lieu même après 19 heures de la fin du refroidissement (phase III) ou la température des gaz dans le compartiment à atteint les 20°C.

Section carrée en Béton 25x25 armé de 8T10			Section en Tube d'acier 250x250x6 remplie de béton armé de 8T10		
Temps de ruine (min)	Charges de ruine (KN)	Observations	Temps de ruine (min)	Charges de ruine (KN)	Observations
5	1450	Ruine en phase d'échauffement	20	1450	Ruine en phase d'échauffement
7	1400		20	1400	
15	1200		24	1200	
19	1100		26	1100	
23	1000		28	1000	
28	900		31	900	
39	700		38	700	
53	500		51	500	
63	400		61	400	
75	300		75	300	
84	250		85	250	
98	200		101	200	
117	150		116	165	
120	145		120	158	
122	140	Ruine en phase de refroidissement	1500	145	Pas de ruine en phase de refroidissement
128	130		1500	140	
131	125		1500	130	
136	120		1500	125	
141	115		1500	120	
149	110		1500	115	
154	108		1500	110	
159	107		1500	108	
168	106		1500	107	
183	105.71		1500	106	
1500	105		1500	105	
1500	103	1500	103		
1500	50	1500	50		
1500	10	1500	10		

**Tableau (5-8)** - Charges de ruine en phases d'échauffement et de refroidissement.

A partir de ces différentes analyses, par rapport aux sections en béton armé, il ressort que l'enveloppe du tube d'acier apporte un gain de résistance aux sections mixtes acier béton non seulement en phase d'échauffement mais aussi durant la phase de refroidissement.

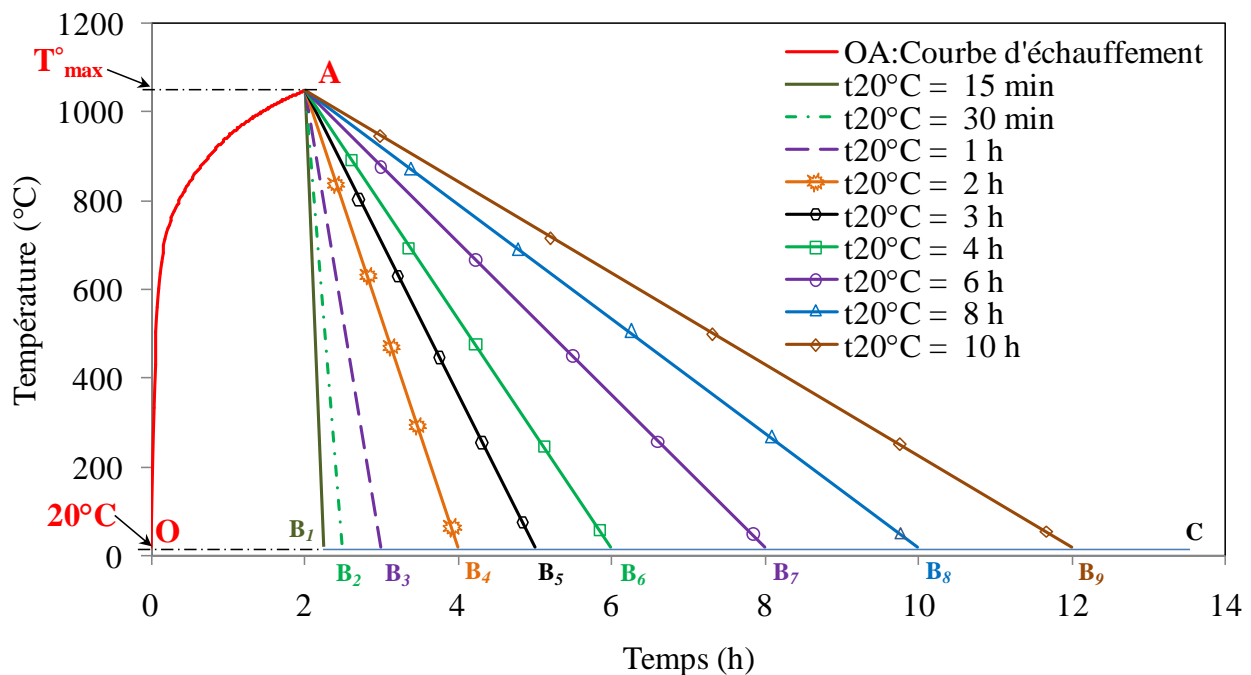
La solution de remplacer les plaques en plâtres comme protection des colonnes en béton armé par le tube d'acier s'avère donc une solution adéquate.

Concernant les courbes paramétrées, il a été montré que les incendies avec une phase d'échauffement courte sont les plus dangereux avec des risques d'effondrement durant la phase de

refroidissement [79]. De même, l'influence de la durée de la phase de refroidissement peut avoir des conséquences sur le comportement de la structure. L'effondrement dans cette situation peut se produire soit durant la phase de refroidissement (au début, au milieu ou juste avant la fin) soit après la fin de la phase de refroidissement qui peut aller jusqu'à des heures et même plus.

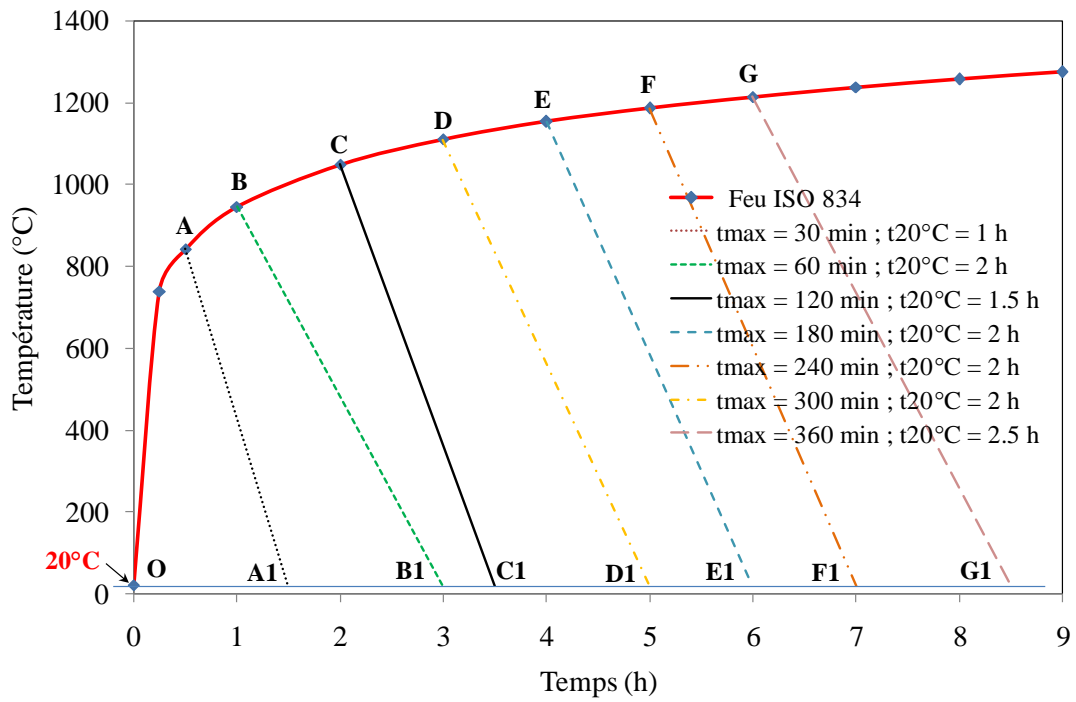
La **figure (5-27)** montre quelques courbes de feux paramétrés avec une seule phase d'échauffement (courbe OA) et plusieurs durées de phases de refroidissement ( $AB_1, AB_2, \dots, AB_9$ ) allant respectivement de 15 minutes à 10 heures. Le point C représente la limite du temps après la fin de la phase de refroidissement qui reste un paramètre très important ou les risques d'effondrement sont possibles et donc la sécurité des services de secours, pompiers et autres se trouve menacée. De même, il est intéressant d'étudier l'influence de la durée de la phase d'échauffement qui est influencée par plusieurs paramètres qui ont été examinés en détails dans la section 2 du chapitre 2.

La **figure (5-28)** montre un exemple de courbes paramétrées avec différentes phases d'échauffements avec comme phases d'échauffement des courbes selon l'évolution de la courbe température-temps ISO 834. Les points A, B, C, ..., G sont les différents pic des temps ou la température est maximale dans le compartiment, et les points A1, B1, ..., G1 sont les temps ou la température redevient ambiante (20°C) en fin de la phase de refroidissement. Par exemple, la courbe OAA1 représente un feu court (phase d'échauffement courte) avec une température maximale d'environ 842°C atteinte après 30 minutes d'échauffement et redevient ambiante (20°C) après 1 heure de refroidissement. En revanche la courbe OEE1 modélise un feu long ou la température maximale d'environ 1153°C est atteinte après 4 heures d'échauffement et redevient 20°C après 2 heures de refroidissement.



**Figure (5-27)** - Exemples de courbes de feu paramétrés avec une seule phase d'échauffement et plusieurs phases de refroidissement.





**Figure (5-28)** - Exemples de courbes de feu paramétrés avec différentes phases d'échauffement et différentes phases de refroidissement.

## **CONCLUSIONS**

Les conclusions qui peuvent être tirées de cette étude sont les suivantes :

- Les formules proposées par la méthode de Kodur sont pratiques et simples à appliquer, elles sont empiriques et établies sur la base de nombreux résultats d'essais expérimentaux et études paramétriques numériques. Cependant, la méthode n'est applicable que pour des colonnes soumises à des charges centrées et possède plusieurs limitations. Parmi ces restrictions, la plus importante c'est qu'elle n'est pas applicable pour certains taux de chargement et principalement pour les charges élevées. Aussi, il est surprenant de constater que la méthode donne le même résultat de résistance au feu pour plusieurs valeurs de pourcentage d'armatures. D'un autre côté, il ya lieu de mentionner que la méthode de Kodur est basée sur des essais de colonnes avec des conditions d'appuis fixes et par conséquent l'appliquer à des cas avec d'autres conditions d'appuis peut être dangereux du point de vue sécurité.
- POTFIRE est facile à utiliser, il est applicable à des sections rectangulaires, carrées ou circulaires, sollicitées à des charges centrées ou excentrées. Etant basée sur l'évaluation des charges de flambements, la méthode ne peut pas prendre en compte les imperfections géométriques pour le cas des charges centrées. Pour les charges excentrées, la méthode proposée est quelque peu artificielle et les coefficients de corrections proposés pourraient être améliorés pour certaines situations.
- SAFIR est un code de calcul non linéaire qui permet de simuler le comportement des structures en cas d'incendie. Il peut fournir de nombreuses informations à chaque instant, telles que la durée de résistance au feu, la température en tout point, les déformations, les réactions d'appuis, les rigidités flexionnelles et autres moments de flexion, efforts normaux et tranchants. Le programme peut traiter non seulement les colonnes isolées mais aussi des structures plus complètes telles que les cadres et portiques pour une simulation en 2D ou en 3D pour divers types de chargement et conditions aux limites. De même, il est possible de prendre en compte les imperfections géométriques en tout point de l'élément de la structure et comme on vient de le voir précédemment, la valeur d'imperfection  $L/1000$  pour le type de profilé utilisé dans cette étude apparaît la plus réaliste.
- L'estimation de la rigidité à froid des colonnes en tube d'acier remplis de béton par la méthode des éléments finis exposé au chapitre 2 (§ 2.4) donne des résultats satisfaisants par rapport à la relation proposée par l'Eurocode 4. Aussi, les charges de ruine calculées par cette méthode sont sensiblement égales à celles déterminées expérimentalement.
- Concernant la résistance des colonnes en béton armé, non protégées, sollicitées au feu naturel (feu paramétré), il y a risque de ruine durant la phase de refroidissement et peut être même après la fin de la phase de refroidissement. Ceci est en contradiction avec les recommandations normatives de l'Eurocode 4 qui n'impose aucune vérification de résistance au feu des colonnes si celles-ci peuvent survivre à la sollicitation du feu durant la phase d'échauffement. Aussi, le risque d'effondrement durant ou après la phase de refroidissement pose un problème de sécurité pour les services de secours.

## **RECOMMANDATIONS**

A partir de cette étude et aux vues des résultats obtenus, nous recommandons pour de futures recherches d'étudier les effets de certains paramètres comme par exemple :

- la connexion entre le tube d'acier et le noyau béton en phase de début d'échauffement ;
- le glissement relatif entre le noyau béton et l'enveloppe acier ;
- l'évaporation de l'eau contenue dans le béton lors de l'élévation de la température ;
- le comportement du béton en phase de refroidissement en tenant compte de plusieurs paramètres tels que l'élanement des colonnes, les dimensions de la section transversale (tube et noyau béton). Aussi, une étude sur les différents types de feu paramétrés est souhaitable surtout sur les durées des phases d'échauffement (feu court, moyen ou lent) et les phases de refroidissement (refroidissement rapide et refroidissement lent).
- pour l'estimation de la charge de ruine à froid des colonnes sollicitées à la flexion biaxiale par la méthode des éléments finis proposée au §2.4 du chapitre 2, nous proposons pour de futures recherches d'introduire le paramètre de l'élévation de la température.

## REFERENCES

**[1] C. RENAUD**

Modélisation numérique, expérimentation et dimensionnement pratique des poteaux mixtes avec profil creux exposés à l'incendie. Thèse de doctorat en génie civil. INSA de RENNES. France. 20 juillet 2003.

**[2] L. THOMAS, G. ARCHAMBAULT.**

Sécurité incendie. Collection mémentos acier. Publication OTUA. Office technique pour l'utilisation de l'acier. Arcelor, Luxembourg, 2005.

**[3] INTERNATIONAL STANDARD ISO 834: 1975.**

Fire resistance tests. Elements of buildings construction. International organisation for standardization. Geneva. 2002.

**[4] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM E 119-88.**

Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials, West Conshohocken, Pennsylvanie, 1988.

**[5] CAN ULC-04.**

Standard methods of fire endurance tests of building construction and materials. Underwriters Laboratories of Canada. Toronto, Ontario, Canada.

**[6] AS 1530-4.**

Standards Association of Australia. Fire resistance tests of elements of structures. 1990.

**[7] BS 476 (20-23).**

Fire tests on building materials and structures. 1987.

**[8] J-F. Cadorin, D. Pinteau & J-M. Franssen.**

The Design Fire Tool OZone V2.0. Theoretical description and validation on experimental fire tests. 1st DRAFT, 11/06/2001.

**[9] J.J. MARTINEZ DE ARAGON, F. REY & J.A.**

Chica Projet DIFISEK. Partie 4 : Outils de calcul informatiques. LABEIN Technological Centre, Bilbao, Spain.

**[10] D. JOYEUX, M. FONTANA ET L-G. CAJOT.**

Evaluation du comportement des structures sous incendies naturels. Construction métallique, n° 3-1999.

**[11] P. SCHAUMANN, T. TRAUTMANN.**

Exemple d'application de l'EN 1991-1-2: Feu de compartiment. University of Hannover. Institute for Steel Construction, Hannover, Germany.

**[12] U. SCHEINDER.**

Modelling of concrete behaviour at high temperatures », Habilitation, TU Braunschweig, 1986.

**[13] DTU FEU BETON.**

Méthode prévision pour le calcul du comportement au feu des structures en béton », Document Technique Unifié, Oct. 1987.

**[14] G. Y. ANDERBER, S. THELANDERSON.**

A constitutive law for concrete at transient high temperature condition. Lund Institute of Technology, Lund, 1978.

**[15] U. SCHEINDER.**

Creep effects under transient temperature conditions, in fundamental research on creep and shrinkage of concrete. F. H. Wittman editor, Marinus Nijhoff Publishers, Den Harag, 1982.

**[16] U. SCHEINDER.**

Creep and relaxation of concrete under high temperatures. Habilitation thesis, T. U. Branschweig, 1979.

**[17] Y. MORISHITA, M. TOMII & K. YOSHIMURA.**

Experimental Studies on Bond Strength in Concrete Filled Circular Steel Tubular Columns Subjected to Axial Loads », Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 1, 1979.

**[18] Y. MORISHITA, M. TOMII & K. YOSHIMURA.**

Experimental Studies on Bond Strength in Concrete Filled Square and Octogonal Steel Tubular Columns Subjected to Axial Loads », Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 1, 1979.

**[19] Y. HUNAITI.**

Bond Strength in Battered Composite Columns , ABCE J. of Structural Engineering, n°117, 1991.

**[20] Y. HUNAITI.**

Experimental Evaluation of the Effect of Bond on the Maximal Capacity of Composite Columns, J. Construct. Steel Research, n°22, 1992.

**[21] K. S. VIRDI & P. J. DOWLING.**

Bond Strength in Concrete Filled Circular Steel Tubes, IABSE Proc. P33/80, Periodica 3/1980.

**[22] K. KORDINA, W. KLINGSCH.**

Fire resistance of composite columns with concrete filled hollow sections, Research report, CIDECT 15 CI/C2 -83/27, 1983.

**[23] T.T. LIE, D.C. STRINGER.**

Calculation of fire resistance of steel hollow structural steel columns with plain concrete, Cano 1. Civ. Engrg., 21(3), p.382-385, 1994.

**[24] XP ENV 1994-1-1.**

EUROCODE 4 - « Calcul des structures mixtes en acier et béton », Règles générales et règles pour les bâtiments.

**[25] EN 1994-1-1.**

Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. Brussels: CEN, 2004.

**[26] DEUTSCHEN STAHLBAU VERBAND.**

Stahlbau Handbuck, Band 1, Zweite Neubearbeitete Auflage, Kolr, Stahlbau-VerlagsGmbH, 1982.

**[27] F. ENGESSER.**

Über die Knicklifestigkeit gerader Stäber Zeitschr. Des Arch u. Ing. Vereins, vol. n°35, Honnover 1889.

**[28] A. CONSIDERE.**

Résistance des pièces comprimées, Congrès international de procédés de construction, Paris, 1889.

**[29] T. YOUNG.**

A course of lectures on natural philosophy and the mechanical arts, 1. JHONSON, London, 1807.

**[30] A. ROBERTSON.**

The strength of structs., Inst. Of Civ. Eng., Selected Engineering Paper n028, London, 1925.

**[31] W.E. AYRTON & J. PERRY.**

On structs., The Engineer, vol 62, 1886.

**[32] C.E.C.M.**

European Recommendations for Steel Constructions, ECCS-EG 77-1E, sept 1977.

**[33] C.E.C.M.**

Manual on the stability of steel structures, Second International Colloquium on Stability, Introductory Report, Liège, 13-15 avril 1977.

**[34] F. FELLAH.**

Etude de l'instabilité des poteaux en profils creux remplis de béton en flexion biaxiale. Cas des sections rectangulaires. Mémoire de Magistère. Université d'ANNABA. Octobre1993.

**[35] OTUA.**

L'acier pour construire. Numéro spécial. Poteaux en profil creux remplis de béton. Une nouvelle façon d'associer l'acier et le béton. Code 5.003.

**[36] REGLES BAEL 83.**

Le béton armé aux états limites. Ed. Eyrolles 85.

**[37] K.S. VIRDI & P.J. DOWLING.**

The ultimate strength of composite columns in biaxial bending. Pages 251 à 272. 1973.

**[38] R.H. GALLAGHER.**

Introduction aux éléments finis. Editions Pluralis pour la traduction française.

**[39] I.M. SMITH & D.V. GRIFFITHS.**

Programming the finite element method. John Wiley & Sons. 1988.

**[40] J. ZEGHICHE.**

Concrete filled composite columns. Master by research. January 1988.

**[41] EN 1994-1-2.**

Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. Brussels: CEN, 2005.

**[42] R. LACROIX, A. FUENTES et H. THONIER.**

Traité de béton armé. Eyrolles 1982.

**[43] VALEXY.**

Profils creux finis à chaud suivant normes NF A 49-501. Profils carrés et rectangulaires.

**[44] J. JANS.**

Charges ultimes des profils creux remplis de béton chargés axialement. Publications CRIF. MT 101. 1974. Bruxelles.

**[45] ENV 1994-1-2.**

Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. Brussels: CEN, 1994.

**[46] GUIAUX P. ET JANSS J.**

Comportement au flambement de colonnes constituées de tubes en acier remplis de béton. Rapport de recherche, CRIF, Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques, MT65, Bruxelles, Belgique, 1970.

**[47] T.T. LIE & M. CHABOT.**

Experimental Studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete. IRC Internal Report, Report 611, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada. 1992.

**[48] M. CHABOT & T.T. LIE.**

Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with bar-reinforced concrete. IRC Internal Report, Report 628, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 1992.

**[49] V.K.R. KODUR & T.T. Lie.**

Experimental studies on the fire resistance of circular hollow steel columns filled with steel-fibre-reinforced concrete. IRC Internal Report, Report 691, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 1995.

**[50] V.K.R. KODUR & D.H. MACKINNON.**

Design of concrete filled hollow structural steel columns for fire endurance, Engineering Journal, Vol. 37(1), 13-24, 2000.

**[51] Canadian Standards Association (CSA).**

Design of Concrete Structures, A23.3-94, Toronto, Ontario, Canada, 1994a.

**[52] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION.**

Limit State Design of Steel Structures, CAN/CSA-S16.1-94, Toronto, Ontario, Canada, 1994.

**[53] V.K.R. KODUR & D.H. MACKINNON.**

The Fire Endurance of Concrete-Filled Hollow Structural Steel Columns, Proceedings, AISC. National Steel Construction Conference, avril 1998, pp. 22.1-22.21.

**[54] J-M. FRANSSSEN.**

SAFIR: A thermal/structural program modeling structures under fire. Engineering Journal; American Institute of Steel Construction AISC, Vol. 42(3), 2005.

**[55] J-M. FRANSSSEN.**

Contributions à la modélisation des incendies dans les bâtiments et de leurs effets sur les structures. Thèse d'agrégation, Univ. of Liege, F.S.A., 1997.

**[56] J-M. FRANSSSEN.**

SAFIR. A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire, Engineering Journal, A.I.S.C., Vol 43. (2), 2005.

**[57] D.I. NWOSU, V.K.R. KODUR, J.M FRANSSSEN & J. K. HUM.**

User Manual for SAFIR A Computer Program for Analysis of Structures at Elevated Temperature Conditions , National Research Council Canada, int. Report 782 (1999), pp 69.



[58] **J.M. FRANSSSEN, J-B. SCHLEICH, L-G. CAJOT, D. TALAMONA, B. ZHAO, L. TWILT & K. BOTH.** A comparison between five structural fire codes applied to steel elements, Proc. Fourth International Symposium on Fire Safety Science, Ottawa, Kashiwagi, T, ed., Gaithersburg, 1994, pp. 1125-1136.

[59] **D. PINTEA & J.M. FRANSSSEN.**

Evaluation of the thermal part of the code SAFIR by comparison with the code TASEF, Proc. 8 th Int. Conf. on Steel Structures, Vol. 2, M. Ivan ed., MIRTON, Timisoara, (1997), 636-643.

[60] **V.K.R KODUR, D.I. NWOSU, A. SULTAN & J.M. FRANSSSEN.**

Application of the SAFIR Computer Program for Evaluating Fire Resistance, Proc. Third Int. Conf. on Fire Research and Engineering, SFPE-NIST-IAFSS, Chicago, (1999), 287-295.

[61] **D. TALAMONA, LIM L. & J-M. FRANSSSEN.**

Validation of a shell finite element for concrete and steel structures subjected to fire, 4 th Int. Seminar on Fire and Explosion Hazards, Londonderry, University of Ulster, 8-12 September, pp198-199 (2003).

[62] **J.M. FRANSSSEN, J-B SCHLEICH & L-G CAJOT.**

A simple model for the fire resistance of axially-loaded members according to eurocode 3 Journal of Constructional Steel Research, Volume 35, Issue 1, 1995, Pages 49-69.

[63] **J.M. FRANSSSEN, J-B SCHLEICH & L-G CAJOT.**

Wenceslao Azpiazu (1993),, A simple model for the fire resistance of axially loaded members—comparison with experimental results, Journal of Constructional Steel Research, Volume 37, Issue 3, May 1996, Pages 175-204.

[64] **J.M. FRANSSSEN.**

SAFIR applied to prestressed beams at ambient temperature, External Prestressing in Structures. Non-Linear Calculation Tests of Prestressed Beams, Association Française pour la Construction, (1993), 67-73.

[65] **J.M. FRANSSSEN, J-B. SCHLEICH, L-G. CAJOT, D. TALAMONA, B. ZHAO, L. TWILT & K. BOTH.** A comparison between five structural fire codes applied to steel elements, Proc. Fourth International Symposium on Fire Safety Science, Ottawa, Kashiwagi, T, ed., Gaithersburg, 1994, pp. 1125-1136.

[66] **J.M. FRANSSSEN.**

Contributions à la modélisation des incendies dans les bâtiments et de leurs effets sur les structures. Thèse d'agrégation, Univ. of Liege, F.S.A., 1997.

**[67] J-C. DOTREPPE, J-M. FRANSSSEN & Y. VANDERZEYPEN.**

Calculation Method for Design of Reinforced Concrete Columns under Fire Conditions, *ACI Struct. Journal*, Vol. 96, No. 1, Jan./Febr. 1999, 9-18

**[68] VILA REAL P.M.M, P. A. G. PILOTO & J.-M. FRANSSSEN.**

A new proposal of a simple model for the lateral-torsional buckling of unrestrained steel I-beams in case of fire: experimental and numerical validation, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 59, Issue 2, February 2003, Pages 179-199.

**[69] VILA REAL P.M.M, N. LOPES, L. SIMÕES DA SILVA & J.-M. FRANSSSEN.**

Parametric analysis of the lateral-torsional buckling resistance of steel beams in case of fire, *Fire Safety Journal*, Volume 42, Issues 6-7, September-October 2007, Pages 416-424.

**[70] L. LINUS, A. BUCHANAN, P. MOSS, J-M. FRANSSSEN.**

Numerical modelling of two-way reinforced concrete slabs in fire, *Engineering Structures*, Volume 26, Issue 8, July 2004, Pages 1081-1091

**[71] NJANKOUO J.M. , J-C. DOTREPPE, J-M. FRANSSSEN.**

Fire resistance of timbers from tropical countries and comparison of experimental charring rates with various models, *Construction and Building Materials*, Volume 19, Issue 5, June 2005, Pages 376-386.

**[72] D. TALAMONA, L. LIM & J-M. FRANSSSEN.**

Validation of a shell finite element for concrete and steel structures subjected to fire, 4 th Int. Seminar on Fire and Explosion Hazards, Londonderry, University of Ulster, 8-12 September, pp198-199 (2003).

**[73] P. GUIAUX ET J. JANSS.**

« Comportement au flambement des colonnes constituées de tubes en acier remplis de béton », Publication du CRIF, MT 65, nov. 1970.

**[74] T.T. LIE & V.K.R. KODUR.**

Fire resistance of steel columns filled with bar-reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering* 1996; 122(1): 30-36.

**[75] V.K.R. KODUR & D-H. MACKINNON.**

Design of concrete filled hollow structural steel columns for fire endurance. *Engineering Journal* 2000; 37(1):13-24.

**[76] GRANDJEAN G.**

Etude de la tenue au feu de profils creux carrés remplis de béton. Travail de Fin d'Etudes, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1975.

**[77] J-P. GRIMAULT & J. MOUTY.**

Prévision de la stabilité au feu des poteaux en profils creux remplis de béton. Construction Métallique 1984; 3: 45-57.

**[78] T.B. CHU.**

Hollow steel section columns filled with self compacting concrete under ordinary and lire conditions. Thèse de Doctorat en sciences de l'ingénieur. Université de Liège, Belgique. 245p. 2009.

**[78] M.S. DIMIA, M. GUENFOUD, T. GERNAY & J-M. FRANSSSEN.**

Collapse of concrete columns during and after the cooling phase of a fire. Journal of Fire Protection Engineering 201 ; 21(4) 245–263.

**[80] Y-H LI & J-M. FRANSSSEN.**

Residual compressive strength of concrete after a fire, Journal of Structural Fire Engineering, accepted for publication.

**[81] B.R. KIRBY, D.G. LAPWOOD & G. THOMSON.**

“The reinstatement of fire damaged steel and Iron Framed Structures”, ISBN 0 900206 46 2 British Steel Corporation. Swinden Laboratories, 1986.

**[82]** [http://cms.firehouse.com/web/online/In-The-Line-Of-Duty/Seven-Swiss-Firefighters-Die-in-Collapsed-Parking-Garage/39\\$36956](http://cms.firehouse.com/web/online/In-The-Line-Of-Duty/Seven-Swiss-Firefighters-Die-in-Collapsed-Parking-Garage/39$36956).

\*\*\*\*\*